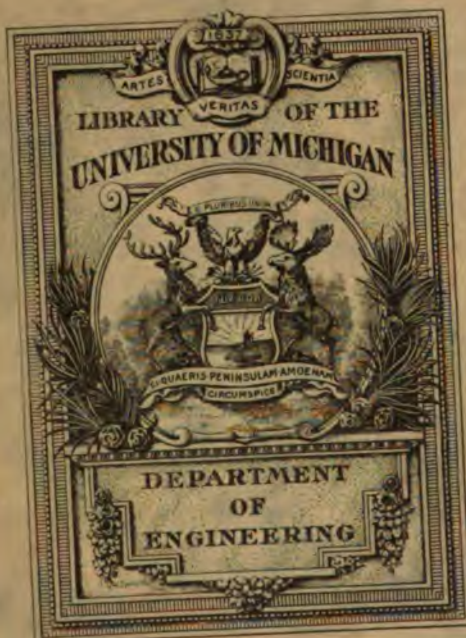
TOLKMITT-BUBENDEY

GRUNDLAGEN DER WASSERBAUKUNST

ZWEITE AUFLAGE

BERLIN
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN


1837
ARTES
SCIENTIA
VERITAS
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
E PLURIBUS UNUM
TUEBOR
SI QUAERIS PENINSULAM AMOENAM
CIRCUMSPICE
DEPARTMENT
OF
ENGINEERING





GRUNDLAGEN

DER

WASSERBAUKUNST

VON

Gustav TOLKMITT,
KÖNIGLICH PREUSSISCHER BAURAT.

ZWEITE AUFLAGE.

Bearbeitet und herausgegeben von

J. F. BUBENDEY,
GEH. BAURAT, PROFESSOR, WASSERBAUDIREKTOR IN HAMBURG.

MIT 82 ABBILDUNGEN IN HOLZSCHNITT



BERLIN 1907.
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

Vorwort zur ersten Auflage.

Das vorliegende Buch verdankt seine Entstehung einer Anregung des Herrn Verlegers, welcher die Bearbeitung eines kurzgefaßten Führers und Beraters auf dem Gebiete der Wasserbaukunst für wünschenswert erachtete. Das Werk sollte dem studierenden Bauingenieur das Eindringen in den Wasserbau erleichtern und eine zwar kurze, aber weder taschenbuchmäßige noch laienhafte Grundlage desselben bieten. Es sollte auch für die in verwandten Berufen tätigen Personen ein brauchbares Werkzeug sein, um sich auf dem genannten Gebiete stets von neuem wieder zu unterrichten und zurecht zu finden. Dies war das gesteckte Ziel, und wenn es nur unvollkommen erreicht werden konnte, so wird jeder, der die Schwierigkeit der Aufgabe kennt, ein milder Beurteiler sein.

Die Fülle des Stoffes nötigte zur Beschränkung auf dasjenige, was für wesentlich erachtet wurde. Der Grundbau, die Erdarbeiten, Baggerungen und Hafenbauten wurden ganz fortgelassen, die Baukonstruktion als bekannt vorausgesetzt und die baulichen Anlagen nur vom wasserwirtschaftlichen Standpunkte erörtert. In der Erwägung, daß es an Mitteilungen über Bauausführungen aller Art nicht fehlt und daß sie sehr ausführlich sein müssen, um lehrreich zu sein, wurde vorzugsweise derjenige Teil der Wasserbaukunst behandelt, welchen man als den reinen Wasserbau bezeichnen könnte. Aber auch hier war Beschränkung auf die praktischen Zwecke des Werkes namentlich in den theoretischen Fragen zu üben. Da eine kritische Darstellung des Entwicklungsganges der Wissenschaft nicht gegeben werden konnte und ohne diese die Aufzählung und Mitteilung vieler Theorien und Formeln zwecklos, sogar verwirrend sein würde, hat der Verfasser auf Vollständigkeit in dieser Hinsicht verzichtet. Die theoretischen Ergebnisse wurden vielmehr dem gegenwärtigen Stande der Forschung gemäß ohne Rücksicht auf ihre Entstehung und Fortentwicklung in tunlichster Kürze dargestellt und die als irrtümlich erkannten oder minder brauchbaren Theorien und Vorstellungen unerwähnt gelassen.

Das Werk dürfte dadurch an Übersichtlichkeit und praktischer Brauchbarkeit nichts eingebüßt haben.

Der Umstand, daß Literaturangaben fast ganz fehlen, wird nach dem vorstehenden nicht befremden. Es könnten wohl zahlreiche, in unseren technischen Büchereien vorhandene Veröffentlichungen aus dem Gebiete des Wasserbauwesens aufgezählt werden, insofern sie auf Inhalt und Form dieses Werkes mehr oder weniger eingewirkt haben. Aber es würde sehr schwierig sein, solchen Einfluß im einzelnen festzustellen und auf die wirklichen Quellen zurückzuführen.

Charlottenburg, im April 1898.

Der Verfasser.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Die Grundlagen der Wasserbaukunst haben einen dankbaren Leserkreis gefunden, weil es Tolkmitt gelungen war, die Ergebnisse wissenschaftlicher Untersuchungen und praktischer Erfahrungen auf dem Gebiete des Wasserbaues in gedrängter, aber doch ansprechender Weise darzustellen. Er wollte kein Handbuch oder Nachschlagewerk, das auf Vollständigkeit Anspruch macht, schaffen, aber doch auch keine oberflächliche Übersicht liefern, sondern auf allen Zweigen des Fachgebietes dem Studenten wie dem Praktiker Anregung gewähren. Tolkmitt hat den Erfolg seines Werkes noch erlebt, aber es war ihm leider nicht mehr vergönnt, an die Bearbeitung einer zweiten Auflage heranzutreten. Der Herausgeber ist der Aufforderung des Verlegers, diese Bearbeitung zu übernehmen, gern gefolgt, und er ist bemüht gewesen, das Werk in seiner ganzen Anlage wie in seinen Teilen möglichst unverändert zu erhalten. Die Bearbeitung hat sich deshalb im wesentlichen auf die Berücksichtigung der neueren Erfahrungen erstreckt. Im übrigen sind nur die Änderungen vorgenommen, zu denen der Verfasser, wenn er noch am Leben gewesen wäre, aller Wahrscheinlichkeit nach selbst geschritten sein würde. Dazu gehört auch die Hinzufügung einer Anzahl von Abbildungen und einiger Bücher- und Zeitschriften-Angaben, die dem Leser, der in Einzelheiten das Studium erweitern will, an manchen Stellen Anhaltspunkte gewähren. Einen erschöpfenden Quellennachweis enthält auch die vorliegende Auflage nicht, der würde den Absichten Tolkmitts zu wenig entsprochen und die Lesbarkeit des Werkes jedenfalls beeinträchtigt haben.

Es muß an dieser Stelle mit Dank erwähnt werden, daß Herr Diplom-Ingenieur Hansa den Herausgeber bei der Bearbeitung der zweiten Auflage wesentlich unterstützt hat.

Hamburg, im März 1907.

J. F. Bubendey.

Inhaltsverzeichnis.

Erster Abschnitt.

Niederschläge und Quellen.

1. Entstehung der Niederschläge. Die Quellen und Flüsse verdanken ihren Ursprung und ihre Speisung dem Wasser, welches aus der Luft als Regen oder in anderen Formen, als Tau. Reif, Nebel. Hagel oder Schnee, auf die Erdoberfläche herabfällt. Die Luft enthält stets Wasser in Form von Wasserdampf, und sie kann umsomehr aufnehmen, je wärmer sie ist. Enthält sie weniger Wasserdampf, als sie aufzunehmen vermag, so verdunstet jede von ihr berührte Oberfläche der Gewässer und nasser Gründe. Durch Verdunstung gelangt also Wasser von der Erdoberfläche in die Luft, welche es strömend fortleitet und anderswo wiederum ausscheidet. Die Ausscheidung findet nur bei der Abkühlung der Luft statt und beginnt, sobald die Luft diejenige Temperatur hat, bei welcher sie mit dem vorhandenen Wasserdampf gerade gesättigt ist.

Wird eine mit Wasserdampf gesättigte Luftmasse erwärmt, so erhält sie von neuem das Vermögen, Wasser in sich aufzunehmen, und wenn sie abgekühlt wird, so scheidet sie einen Teil des Wassers aus, das sie bisher gebunden hatte. In der bisher ganz durchsichtigen Luft bilden sich dann Nebel oder Wolken, und indem die feinen Wasserkügelchen, aus denen diese bestehen, sich nach und nach zu Tropfen verbinden, fallen sie als Regen nieder.

Je wärmer die Luft ist, desto schneller wächst ihre Aufnahmefähigkeit für Wasserdampf, so daß bei gleich großen Temperaturzunahmen der Zuwachs an Wassermenge immer größer wird. Hieraus folgt zunächst, daß die atmosphärischen Niederschläge im allgemeinen in heißen Zonen reichhaltiger sein müssen als in kalten. Ferner ergibt sich, daß bei jeder Vermischung zweier Luftmassen von verschiedener Temperatur, wenn beide mit Wasserdampf gesättigt sind. Niederschläge eintreten müssen. Denn der mittleren Temperatur, welche die vereinigte Luftmasse annimmt, entspricht bei der Sättigung ein geringerer Wassergehalt als der Mittelwert der Wassergehalte der einzelnen Luftmassen.

Man hat früher angenommen, daß die Niederschläge vorzugsweise durch die Vermischung eines warmen und eines kalten Luftstroms entstünden. Nach den neueren Untersuchungen trifft dies aber nur teilweise zu, denn die Bildung der Wolken und der Niederschläge wird in den tropischen Zonen fast stets und in den gemäßigten meistens durch die im aufsteigenden Luftstrom erfolgende Abkühlung der Luft verursacht. Bei jedem Aufsteigen muß die Luft sich ausdehnen, weil ihr Druck geringer wird, und da sie nach den Grundsätzen der mechanischen Wärmetheorie bei der Ausdehnung Arbeit verrichtet und dazu Wärme verbraucht, so muß sie sich abkühlen. Absteigende Luftströme können dagegen niemals Regen bringen, sondern werden wärmer und damit zugleich trockener.

Die Hauptstätte der Verdunstung ist das Meer. Auf seiner Oberfläche, welche 73 Hundertstel der ganzen Erdoberfläche ausmacht und 2,7 mal größer ist als die Oberfläche des Festlandes, findet unter dem Einfluß der wärmenden Sonnenstrahlen eine fortwährende Verdunstung statt. Die darüber befindliche Luft verbreitet sich strömend über das Land und läßt in Niederschlägen als Tau, Schnee und Regen, das Wasser fallen, welches sie aus dem Ozean gesogen hat. Die Quellen und Flüsse aber führen den Überschuß der Niederschläge über Verdunstung und Verbrauch des Festlandes in das Meer zurück. So sehen wir in stets wiederholtem Kreislauf das Wasser vom Meere in die Luft, von der Luft auf das Land und vom Lande wieder in das Meer wandern.

Durch Abkühlung kann jede Luft gesättigt werden. Die Temperatur, bei welcher die Sättigung eintritt, wird der Taupunkt genannt. Für verschiedene Taupunkte sind nachstehend die Gewichtsmengen des in 1 cbm Luft enthaltenen Wassers in Gramm angegeben und in den beiden folgenden Spalten für die nämlichen Temperaturen noch die Spannungen des in der gesättigten Luft enthaltenen Wasserdampfes in mm Quecksilberhöhe sowie die Gewichte der trockenen Luft bei 760 mm Quecksilberhöhe in kg/cbm hinzugefügt. (Siehe Tafel auf S. 3.)

Man kann aus der Tafel ersehen, wie bedeutend der Wassergehalt der gesättigten Luft, d. i. ihre absolute Feuchtigkeit, mit der Temperatur zunimmt und welchen Einfluß dies auf die Stärke der Niederschläge hat. Wenn beispielsweise gesättigte Luft von 30° C. auf 28° abgekühlt wird, so scheidet jedes Kubikmeter Luft 30,13 — 27,02 = 3,11 g oder 0,00311 kg Wasser aus, während 1 cbm Luft von 10° Wärme bei der Abkühlung um 2° C. nur 9,37 — 8,26 = 1,11 g = 0,00111 kg Regenmenge liefert.

Unter relativer Feuchtigkeit versteht man das Verhältnis der in der Luft wirklich vorhandenen Wassermenge zu derjenigen, welche bei gleicher Temperatur ihrem Sättigungspunkte entspricht, und man drückt sie gewöhnlich in Hundertsteln aus. Bei 20° C. und der relativen Feuchtigkeit = 80 ist beispielsweise in 1 cbm Luft $^{80}/_{100} \cdot 17{,}18 = 13{,}74$ g Wasser enthalten. Wird diese Luft

Temperatur in Graden Celsius	Wassergehalt der gesättigten Luft in g/cbm	Spannung des Wasserdampfes in mm Quecksilbersäule	Gewicht der trockenen Luft bei 760 mm Q.-S. in kg/cbm
— 20	1,06	0,93	1,396
— 15	1,59	1,42	1,368
— 10	2,30	2,09	1,342
— 5	3,36	3,10	1,317
∓ 0	4,88	4,60	1,293
+ 2	5,58	5,30	1,284
4	6,37	6,10	1,275
6	7,26	7,00	1,265
8	8,26	8,02	1,256
10	9,37	9,16	1,248
12	10,62	10,46	1,239
14	12,01	11,91	1,230
16	13,55	13,54	1,222
18	15,27	15,36	1,213
20	17,18	17,39	1,205
22	19,29	19,66	1,197
24	21,62	22,18	1,189
26	24,17	24,99	1,181
28	27,02	28,10	1,173
30	30,13	31,55	1,165
32	33,55	35,36	1,157
34	37,29	39,56	1,150
36	41,39	44,20	1,142
38	45,88	49,30	1,135
40	50,77	54,91	1,128
42	56,10	61,06	1,121
44	61,88	67,79	1,114
46	68,18	75,16	1,107
48	75,01	83,20	1,100
50	82,40	91,98	1,093

nun um 4° abgekühlt, so sinkt ihre Aufnahmefähigkeit auf 13,55 g, und sie wird daher, da der ursprüngliche Wassergehalt größer war, nicht bloß die relative Feuchtigkeit 100, d. i. den Sättigungspunkt erlangen, sondern noch den Überschuß von $13{,}74 - 13{,}55 = 0{,}19$ g als Regen ausscheiden.

Die Feuchtigkeit der Luft wird häufig durch den Dunstdruck, d. i. die Spannung des in ihr enthaltenen Wasserdampfes, in mm Quecksilberhöhe ausgedrückt, und man versteht dann unter relativer Feuchtigkeit das Verhältnis des wirklich vorhandenen Dunstdruckes zu demjenigen, welcher bei gleicher Temperatur der Luft ihrem Sättigungspunkte entspricht. In der obigen Tafel ist

deshalb in der dritten Spalte der Dunstdruck der gesättigten Luft angegeben. Die bezüglichen Zahlen weichen nur wenig von denen der zweiten Spalte ab, für kalte Luft sind sie etwas kleiner, für warme etwas größer als jene, und bei 16° sind beide gleich groß. Annähernd enthält also jedes Kubikmeter Luft so viel Wasser in Gramm, als seine Dunstspannung in mm Q.-S. hoch ist. Diese einfache Regel ist für praktische Zwecke allgemein anwendbar, und zwar nicht bloß für gesättigte Luft, sondern auch für solche von beliebiger relativer Feuchtigkeit.

Die relative Feuchtigkeit ist auf dem Meere gewöhnlich = 75 bis 80, und es ist also beispielsweise bei 36° Luftwärme der Dunstdruck durchschnittlich etwa = 33 mm, d. h. in 1 cbm Luft sind etwa 33 g Wasser enthalten. Auf dem Festlande ist die relative Feuchtigkeit sehr verschieden. Sie ist am geringsten, wo warme und bereits wenig Wasser enthaltende Luft über stark erhitzte öde Flächen streicht, indem sie sich dann noch mehr erhitzt und ihre Aufnahmefähigkeit im Vergleich zu der Wassermenge, welche sie enthält, noch größer wird. Dann geschieht es, daß auch bei bedeutender Abkühlung der Taupunkt nicht erreicht wird und daß die Trockenheit des Bodens, wie etwa auf ausgedehnten Sandflächen, die Bildung von Regen verhindert. In der Sahara soll die Dunsthöhe selbst im Juli, also bei der größten Luftwärme, durchschnittlich kaum 10 mm betragen, während sie am Ganges in Ostindien auf 26 mm geschätzt wird und in dem kältesten Monat, dem Januar, in Westeuropa durchschnittlich 5 bis 10, in Osteuropa 2 bis 5 mm beträgt.

Die Menge des Regens ist sehr veränderlich. Man hat vielfach die Vermutung ausgesprochen, daß der Pflanzenwuchs einen merkbaren Einfluß auf die Niederschläge ausübt und daß diese geringer werden, sobald ausgedehnte Waldungen verschwinden. Einzelne Tatsachen scheinen diese Annahme zu bestätigen, andere stehen indessen damit im Widerspruch. In den Berichten zum X. Internationalen Schiffahrts-Kongreß zu Mailand (1905, I. Abt., Punkt 2) wird der Gegenstand neuestens ausführlich behandelt. Geh. Oberbaurat H. Keller-Berlin kommt zu dem Schluß, daß die Behauptung, das Klima verschlechtere sich unter dem Einfluß von Entwaldungen, bei näherer Prüfung nicht bestehen könne.[1])

Der Haupteinfluß auf die Verteilung des Regens ist den Luftströmungen zuzuschreiben. Hauptsächlich geben die aufsteigenden Luftströmungen zu Niederschlägen Veranlassung, während beim Niederfallen die Luft sich verdichtet, erwärmt und dadurch relativ

[1]) s. a. Deutsche Bauztg. 1905 S. 537.

trockener wird. Deshalb sind die Niederschläge auf der dem herrschenden Winde zugekehrten Seite der Gebirge größer als auf der anderen, welche darum Regenschattenseite genannt wird. Außer seiner Lage zu den Gebirgen ist für die Niederschlagsmenge eines Ortes noch seine Höhe über dem Meere und seine Entfernung von dort von wesentlichem Einflusse.

Daß die Flüsse und Ströme bei zunehmender Bodenkultur ihren Charakter auffallend verändern und während der Dürre viel weniger, bei Hochwasser aber viel mehr Wasser abführen als in früherer Zeit, ist freilich nicht zu bezweifeln. Doch findet diese Erscheinung ihre ausreichende Erklärung in dem Umstande, daß bei zunehmender Kultur das Wasser durch Gräben und Drainierung schneller abgeführt wird, wodurch die Abflußmengen auch ohne Veränderung der Niederschläge ungleichmäßiger werden müssen.

2. Regenmenge. Die Messung der Niederschläge gehört zu den Aufgaben der Wetterkunde, weshalb auf die Einzelheiten dieses Gebietes hier nicht näher einzugehen ist und nur eine Übersicht gegeben werden soll.

Die Niederschläge werden gewöhnlich in Regenhöhe ausgedrückt. und man versteht darunter die Höhe der Wasserschicht, mit welcher sich eine wagerechte Bodenfläche in einer bestimmten Zeit bedecken würde, wenn weder Abfluß noch Verdunstung und Versickerung stattfände. Der Schnee wird zur Messung des Niederschlags geschmolzen, da die Messung der Schneehöhe wegen wechselnder Dichtigkeit der Schneedecke nicht ohne weiteres auf Wasserhöhe übertragen werden kann. Nur bei ganz oberflächlicher Schätzung ist für frisch gefallenen Schnee die Regel anwendbar:

12 mm Schneehöhe = 1 mm Wasserhöhe.

Eine Schneedecke, die wochenlang gelegen hat, ist weit dichter.

Zur Beobachtung bedient man sich der Regenmesser, welche gewöhnlich aus einem Auffanggefäß von 200 bis 2000 qcm Grundfläche, einem Sammler und einem Meßglase bestehen. Auf den Stationen des preußischen meteorologischen Instituts ist die Auffangfläche 200 qcm groß, auf den forstlich meteorologischen Stationen in Preußen und den Reichslanden 2000, auf den Stationen der Deutschen Seewarte 500 qcm. Die Meßgläser sind so eingeteilt, daß man die Regenhöhe unmittelbar ablesen kann. Auffang- und Sammelgefäß müssen derartig eingerichtet und aufgestellt werden, daß alle Verluste und störenden Einflüsse tunlichst gering ausfallen, deshalb erhält das Auffanggefäß zur Erleichterung des Abflusses einen trichterförmigen Boden und das Sammelgefäß zur Einschränkung der Verdunstung seines Wasserinhaltes einen äußeren

Schutzbehälter. Der Regenmesser muß so aufgestellt werden, daß er gegen Wind geschützt, aber von Bäumen, Mauern und anderen hohen Gegenständen so weit entfernt ist, als diese ihn überragen. Die Höhe des Regenmessers über dem Erdboden übt einen auffallend großen Einfluß auf das Ergebnis der Messung aus und man findet die Regenmenge um so kleiner, je höher der Regenmesser über dem Erdboden steht. Es hängt dies wahrscheinlich damit zusammen, daß der heftigere Wind in der größeren Höhe einen Teil des Wassers seitwärts am Regenmesser vorbeiführt, auch weichen die feinen Wasserteilchen, die nicht sichtbar herabfallen, sondern schwebend sich langsam senken, selbst bei Windstille dem Regenmesser etwas aus und werden nicht so vollständig aufgesammelt als in tieferer Lage, wo sie sich den hindurchfallenden Tropfen vollständiger angeheftet haben. Wo also verschiedene Beobachtungen der Regenmenge miteinander verglichen werden sollen, darf die Aufstellungshöhe der einzelnen Regenmesser nicht verschieden sein oder im Laufe der Beobachtungszeit verändert werden.

Gewöhnlich wird die Regenhöhe täglich gemessen. Es gibt aber auch selbstzeichnende Regenmesser, durch welche die wirkliche Dauer jedes Regenfalls und die Regendichte in den einzelnen Zeitabschnitten festgestellt wird, was für manche Zwecke, insbesondere für die Berechnung städtischer Entwässerungsanlagen sehr wichtig ist.

Im allgemeinen ist die wirklich auf den Erdboden gelangende Niederschlagsmenge bedeutender, als die Regenmesser angeben, weil nicht alle Feuchtigkeit in ihnen angesammelt werden kann und insbesondere der Tau verloren geht. Die wirkliche Niederschlagsmenge ist deshalb etwas größer, als die gemessene Regenhöhe sie angibt.

Zur Beurteilung der Häufigkeit und Dauer der Niederschläge, ihrer Verteilung auf die einzelnen Jahreszeiten oder Monate, an den einzelnen Orten sowie auf die einzelnen Landstriche und Länder ist man ganz auf die Beobachtungen angewiesen. Es gibt jetzt in allen kultivierten Ländern an vielen Punkten Regenmeßstellen, an denen die Niederschläge regelmäßig beobachtet werden. Der Ergebnisse dieser Beobachtungen hat man sich in gegebenen Fällen zu bedienen.

Es gibt nasse und trockene Jahre, welche große Unterschiede in der Summe aller Niederschläge, d. i. der jährlichen Regenhöhe, aufweisen. Noch ungleicher sind die Niederschläge auf die einzelnen Monate verteilt. In Mitteleuropa bringen die Sommermonate reichlichere Niederschläge als die Wintermonate, in den Mittelmeerländern ist dagegen der Regen in den Sommermonaten sehr gering. In den heißen Zonen ist im allgemeinen die Verteilung des Regens

viel ungleichmäßiger als in den gemäßigten. So fällt in Havanna mehr als der vierte Teil des ganzen jährlichen Niederschlags während des Monats Juni herab, und in Bombay regnet es in den sieben Monaten November bis Mai fast gar nicht, in den Monaten Juni bis September aber sehr stark.

Ebenso wie die einzelnen Jahre mehr oder weniger reich an Niederschlägen sind, hat man aus den Beobachtungen auch mehrjährige Schwankungen festgestellt, d. h., es wechseln regenreiche und regenarme Perioden miteinander ab, welche 17 bis 18 Jahre dauern und auf der ganzen Erde gleichzeitig auftreten sollen.[1])

Die mittlere jährliche Regenhöhe aller Festländer der Erde ist 884 mm. Für ganz Deutschland beträgt die mittlere jährliche Regenhöhe 660 mm, aber in Wildenstein in den Vogesen 2520, in Clausthal an der Regenseite des Harzes 1490 mm. Im Elbegebiet sind die mittleren jährlichen Regenhöhen beobachtet worden: in Hamburg mit 722 mm, in Lauenburg mit 668 mm, in Wittenberge mit 606 mm, in Magdeburg mit 513 mm, in Dresden mit 571 mm, in Eger mit 589 mm. Es zeigt sich in dem Verlauf dieser Zahlen der Einfluß der Meeresnähe und des Gebirges. Von der mittleren jährlichen Regenhöhe Deutschlands entfallen auf den Frühling, Sommer, Herbst und Winter der Reihe nach 22,4 — 36,0 — 23,5 und 18,1 vom Hundert. Der regenreichste Teil der Erde ist Südamerika, für welches die durchschnittliche jährliche Regenhöhe auf 1670 mm geschätzt wird.

Die monatlichen Regenhöhen und besonders deren Höchstwerte sind für den Wasserbau wichtiger als die jährlichen.

Aus den umfassenden Ergebnissen der an 45 Meßstellen in Deutschland angestellten Beobachtungen ermittelte man folgende

Zusammenstellung großer Monatsniederschläge

Monat	Höchstwert mm	Mittel der Höchstwerte aller Stationen mm	Monat	Höchstwert mm	Mittel der Höchstwerte aller Meßstellen mm
Januar . .	139	86	Juli . . .	296	177
Februar . .	152	93	August . .	310	170
März . . .	152	100	September	181	121
April . . .	180	104	Oktober .	190	127
Mai . . .	178	114	November.	181	119
Juni . . .	225	153	Dezember.	187	120

[1]) Brückner, Klimaschwankungen 1890.

Auf größte Monatsniederschläge von 200 bis 250 mm ist in Deutschland überall zu rechnen.

Die täglichen Regenhöhen steigen in dem norddeutschen Flach- und Hügellande bis zu 100 mm, in den Gebirgen etwa bis 150 und ausnahmsweise an einzelnen Orten bis über 200 mm. Am 30. Juli 1897 fielen auf der Schneekoppe 239 mm und am 14. April 1902 wurde in Berlin die außergewöhnliche Regenhöhe von 166 mm beobachtet. Die größten Tageshöhen erreichen also fast die Höhe der größten Monatsniederschläge, doch erstrecken sich die größten Sturzregen niemals auf ein großes Flächengebiet, während die ein oder mehrere Tage anhaltenden Landregen für große Landstriche Regenhöhen von täglich 30 bis 50 mm bringen können. Schon bei einem allgemeinen Landregen mit der Gesamthöhe des Regenfalls von 40 bis 60 mm pflegen Überschwemmungen einzutreten.

Auch die stündlichen Regenhöhen sind bisweilen sehr groß, was sich daraus erklärt, daß die starken Regengüsse, welche die größten Regenhöhen liefern, nur kurze Zeit, bisweilen weniger als eine Viertelstunde dauern. Deshalb sollte man nicht, was bisweilen geschieht, die Ergiebigkeit der Sturzregen auf die Stundeneinheit beziehen, weil dadurch Irrtümer entstehen können, sondern stets die ganze Höhe und Dauer des Sturzregens angeben. Wenn also z. B. ein Sturzregen in 20 Minuten eine Regenhöhe von 40 mm liefert, würde nicht eine Regendichte von 120 mm Höhe in der Stunde, sondern eine solche von 40 mm in 20 Minuten, oder allenfalls von 2 mm in der Minute mit 20 Minuten Dauer anzugeben sein.

Wie aus der nachstehenden Zusammenstellung großer Regenfälle zu ersehen ist, findet sich bisweilen sehr große Regendichte bei nur mäßiger Gesamthöhe des Regens, während in anderen Fällen die Regendichte nur gering, aber die ganze Regenhöhe vermöge der langen Dauer des Regens sehr beträchtlich ist. In der letzten Spalte der Zusammenstellung ist die Regenmenge angegeben, die in Sekundenlitern (sl) ausgedrückt auf 1 ha als Grundflächeneinheit gefallen ist.

1 mm Regenhöhe ergibt für 1 ha Fläche eine Wassermenge von

$$\frac{100 \cdot 100}{1000} = 10 \text{ cbm}$$

und für 1 qkm 1000 cbm.

Nach Frühling[1]) empfiehlt es sich, bei Berechnungen von Stadtentwässerungen nur ausnahmsweise über die Annahme von 150 sl. für 1 ha hinauszugehen.

---

[1]) Handb. d. Ing.-Wissensch. 3. Teil. 4 Bd. 4. Aufl. 1904.

Zusammenstellung großer Regenfälle.

Ort	Monat und Jahr	Ganze Regenhöhe mm	Dauer des Regens Stunden	Dauer des Regens Minuten	Durchschn. Regenmenge für 1 ha und Sekunde in Litern	Bemerkungen
Marseille . . .	Sept. 1872	240	2	—	333	
München . . .	Aug. 1873	51	—	30	283	
Paris	Sept. 1867	41	—	20	342	
Zürich . . .	Sept. 1876	21	—	10	350	
Zürich . . .	Sept 1894	17	—	7	405	
Posen	Juni 1863	24	—	20	200	
Wien	Juni 1894	37	—	20	309	
Wien	Aug. 1896	55	1	10	131	
Flinsberg (Queis)	Aug. 1888	215 a)	18	—	33	a) Größte Regendichte hierbei = 330 sl.
Trebnitz . . .	Juni 1895	40,5	—	15	450	
Kolberg . . .	Sept. 1880	102 b)	7	—	42	b) Größte Dichte 28 mm Regenhöhe in 30 Min. = 155 sl.
London . . .	Aug. 1846	100	1	—	278	
Berlin	Mai 1861	43	1	—	119	
Berlin	April 1902	166	5	45	80	
Bern	Juni 1877	66	—	45	244	
Königsberg . .	Juni 1864	55	—	45	192	

Da die Stunde 3600 und der Tag 86 400 Sekunden hat, so finden zwischen der Regenhöhe, der Regendauer und der auf 1 ha Bodenfläche in der Sekunde niederfallenden Regenmenge die in nachstehender Tafel angegebenen Beziehungen statt.

Tafel zur Verwandlung der Regenhöhe in Sekundenliter.

Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha Fläche in Sekundenlitern: cbm	bei 24 Stunden	bei 1 Stunde	bei 1 Minute
		Regendauer		
1	10	0,116	2,78	166,7
2	20	0,232	5,56	333,3
3	30	0,347	8,33	500,0
4	40	0,463	11,11	666,7
5	50	0,579	13,89	833,3
6	60	0,695	16,67	1000,0
7	70	0,810	19,44	1166,7
8	80	0,926	22,22	1333,3
9	90	1,042	25,00	1500,0

Beispiel. Die Regenhöhe sei 41 mm und die Regendauer 20 Minuten. Dann ist für 1 ha die ganze Regenmenge

$$41 \cdot 10 = 410 \text{ cbm}$$

und die durchschnittliche Regenhöhe in 1 Minute $\frac{41}{20} = 2{,}05$ mm, also die sekundliche Regenmenge

	für 2,00 mm . . .	333,3
	„ 0,05 „ . . .	8,3
zusammen	für 2,05 mm	341,6

oder rund 342 sl.

3. Verdunstung. Die Messung der Verdunstung ist sehr schwierig und unsicher, weshalb die darüber zu machenden Angaben nur als Schätzungswerte anzusehen sind. Die verdunstete Wassermenge wird ebenso wie die Regenmenge in mm Wasserhöhe der verdunstenden Fläche ausgedrückt: Verdunstungshöhe.

Zu den Versuchen über die Verdunstung feuchter Erdoberflächen benutzt man gewöhnlich einfache Zinkkasten, welche mit den vorher durchfeuchteten Bodenarten gefüllt und vor Beginn der Versuche sowie später wiederholt gewogen werden. Der Gewichtsverlust gibt die verdunstete Wassermenge. Der Verdunstungsmesser wird entweder überdacht. doch so, daß die Luft frei durchziehen kann, oder es wird die aufgenommene Regenmenge durch einen Regenmesser festgestellt. Der Verdunstungsmesser darf der Sonne und dem Winde nicht zu stark ausgesetzt sein, sondern nur ungefähr in dem Maße wie durchschnittlich die zu untersuchende Fläche. In entsprechender Weise wird die Verdunstung freier Wasserflächen beobachtet.

Die Verdunstung ist größer bei trockener als bei feuchter Luft, größer bei bewegter Luft als bei unbewegter, sie ist ferner auf kleinen Verdunstungsflächen größer als auf umfangreicheren, also z. B. größer auf Kanälen und Flüssen als auf Seen. Eine freie Wasserfläche verdunstet durchschnittlich mehr Wasser als nackter Boden, dagegen bedeutend weniger, als ein mit Kulturgewächsen bestandener Boden zu verdunsten imstande ist, wenn es ihm nicht an Feuchtigkeit fehlt. Da die Austrocknung der Oberfläche die Verdunstung sehr vermindert, so nimmt diese bei ausbleibendem Regen bald ab. Übrigens ist auch der Stand des Grundwassers von Einfluß auf die Verdunstung. Wenn nämlich das Grundwasser so hoch steht, daß die Bodenoberfläche durch die Haarröhrchenanziehung dauernd feucht erhalten wird, so zeigen bei ausbleibendem Regen die humus- und tonreichen Bodenarten eine schnellere Abnahme der Verdunstung als die sandigen Bodenarten, während in drainiertem Boden und überhaupt bei tiefem Grundwasserstande die sandigen Bodenarten weniger verdunsten als die tonigen. Den größten Einfluß auf die Verdunstung des

Bodens übt seine Bedeckung aus. Tote Bedeckung (Streu, Laub usw.) vermindert, lebende Bedeckung (Pflanzenwuchs) erhöht die Verdunstung. Wiesen und Getreidefelder verdunsten in der Zeit des Wachstums mehr als Wald, und dieser verdunstet wiederum mehr als unbebautes Feld.

Im allgemeinen versteht man unter der Verdunstungshöhe die bei freien Wasserflächen beobachtete. Sie ist für den praktischen Wasserbau am wichtigsten und zugleich genauer zu ermitteln als diejenige fester Oberflächen. Folgende Angaben können für Mitteleuropa als etwas reichliche und jedenfalls auskömmliche Schätzungen gelten. Die Verdunstungshöhe auf Kanälen erreicht während eines sehr heißen Sommers 900 mm, während eines Sommermonats 120 bis 180 mm, während eines einzelnen heißen Sommertages 10 mm. Die jährliche Verdunstungshöhe größerer Wasserflächen ist mit 500 bis 800 mm anzunehmen, wobei den nassen Jahren der kleinere, den trockenen der größere Zahlenwert ungefähr entspricht. Beim Entwurf für den Rhein-Weser-Kanal ist die tägliche Verdunstungshöhe mit 11 mm recht reichlich angenommen worden. Für Marseille ist die jährliche Verdunstungshöhe der Wasserflächen auf 2300 mm, für London auf 650 mm ermittelt worden, und in dem sehr trockenen Gebiet von Nukus am Amu Darja soll die monatliche Verdunstungshöhe im Sommer 500 mm betragen. Die Verdunstung der Wasserflächen ist schon in der gemäßigten Zone an manchen Orten größer als die Regenhöhe, so daß Binnenseen, die keine oder im Verhältnis zu ihrer Größe nur unbedeutende Zuflüsse erhalten, allmählich austrocknen. Auf dem festen Lande kann dagegen, abgesehen von kleineren, durch Grundwasser gespeisten Abschnitten, die wirkliche Verdunstung nicht dauernd größer als die Regenhöhe sein, weil nach Aufzehrung des vorhandenen Vorrates die weitere Aufsaugung von Wasser durch die Luft von selber aufhören muß. Hierin liegt der große Unterschied zwischen der Verdunstung auf Landflächen und Wasserflächen. Auf den Landflächen ist die wirkliche Verdunstung stets geringer als die Verdunstungsmöglichkeit, und von der Regenmenge verdunstet ein größerer Anteil, wenn die Niederschläge häufig eintreten und schwach sind, als wenn sie selten und in großer Stärke vorkommen. Aus dem Vorstehenden wird nun auch erklärlich, daß regenarme heiße Länder häufig gar kein Wasser an den Ozean abgeben und daß die ihnen zufließenden Ströme oft gänzlich versiegen, indem ihr Inhalt von der über sie hinstreichenden heißen und trockenen Luft völlig aufgezehrt wird. Das Meer mit seinem unerschöpflichen Vorrat ist der gewaltige Verdampfungskessel, aus welchem das Festland mit befruchtendem

und belebendem Wasser versorgt wird, während das Innere der großen Kontinente zur Wüstenbildung neigt, weil die Luft mehr Wasserdampf aufzunehmen vermag, als wirklich verdunstet. Die daraus hervorgehende Trockenheit der Luft erschwert wiederum die Entstehung von Regen.

4. Versickerung. Das auf die Erdoberfläche fallende Regenwasser dringt teilweise in den Boden ein und bewegt sich, den Gesetzen der Schwere folgend, darin abwärts, solange es leere Räume findet, die es ausfüllen kann. In der obersten Bodenschicht bleibt das eingedrungene Wasser noch der Verdunstung ausgesetzt, indem es durch die Haarröhrchenanziehung in dem Maße, wie es an der Oberfläche verdunstet, aus der Tiefe nachgezogen wird. Diese anziehende Wirkung erstreckt sich aber nur auf eine dünne Schicht, und schon in der Tiefe von 0,30 bis 0,60 m unter der Oberfläche ist das Wasser der Verdunstung überall entzogen. Kann es nun die obere Schicht verhältnismäßig schnell durchdringen und findet es darunter weiteren Abfluß, so wird ein großer Teil der Niederschläge durch Versickerung in den Boden gelangen, während da, wo diese Voraussetzungen weniger vollständig zutreffen, ein größerer Teil der Niederschlagsmenge auf der Oberfläche verbleibt und dort zum Teil verdunstet, zum Teil oberirdisch abwärts fließt.

Die Größe der Versickerung wird durch Versickerungsmesser in ähnlicher Weise wie die Verdunstung gemessen. Solche Untersuchungen sind insbesondere von Wollny gemacht worden. Er fand, daß die Versickerung um so ergiebiger ist, je geringer das Verdunstungsvermögen und die wasserzurückhaltende Kraft des Bodens und je größer seine Durchlässigkeit ist. Der Sand liefert stets die größten Sickermengen, dann folgt der Torf und zuletzt der Lehm. Eine Beimischung von Sand bewirkt stets eine Vermehrung, eine Beimischung von Lehm oder Torf eine Verminderung des Sickerwassers. Die Durchlässigkeit des Sandes wird schon durch eine geringe Beimischung von Lehm sehr vermindert, beispielsweise versickerten bei den Versuchen Wollnys in dem mit reinem Sande von $^1/_2$ bis 1 mm Korngröße gefüllten Versuchsgefäß 367 l und bei der Vermischung des Sandes mit 10 vH. Lehm nur noch 47 l Wasser stündlich auf 1 qm Oberfläche. Die Stärke der Bodenschicht betrug hierbei 20 cm und die Wasserschicht über derselben war 0,50 m hoch. Bedeckung des Bodens mit Waldstreu, Sand oder anderer toten Bedeckung befördert die Versickerung, indem sie die Verdunstung vermindert. Schon eine 1 cm dicke Sanddecke ist in dieser Hinsicht sehr wirksam. Im Grasboden versickert dagegen zu allen Jahreszeiten sehr viel

weniger Wasser als in dem nackten Boden. und zwar ist der Unterschied am stärksten im Sommer. Eine Moosdecke liefert im allgemeinen etwas größere Versickerung als freies Feld. Unter sonst gleichen Umständen nimmt ferner der Boden um so weniger Wasser auf, je mehr er bereits damit gesättigt ist.

Die Geschwindigkeit, mit welcher das Regenwasser in den Boden eindringt, ist sehr verschieden und beträgt bei sandiger Oberfläche etwa 1 m, im Moor dagegen nur 40 bis 60 mm und in Lehmboden nur 10 bis 20 mm in der Stunde (vgl. Artikel 6 u. 16). Es läßt sich hiernach beurteilen, wie stark die Drainierung eines lehmigen Bodens den unterirdischen Wasserabfluß beschleunigt.

Indem wasserleitende Bodenschichten große Wassermassen aufzunehmen vermögen, läßt sich bei ihrem Vorkommen die Menge des Sickerwassers durch künstliche Zuleitung bedeutend vermehren. Man macht hiervon bei der Berieselung häufig Gebrauch. Bisweilen ist es auch gelungen, die Ergiebigkeit von Quellen auf diese Weise zu erhöhen, indem das versickerte Wasser an einer unterhalb gelegenen Stelle wieder zum Vorschein kommt.

In der Sierra Nevada wird das Wasser bei den Anschwellungen des Flusses Guadelfeo durch eine 5 km lange Leitung auf eine durchlässige Fläche geleitet, und 20 Tage später beginnt es etwa 3 km unterhalb zum Vorschein zu kommen, worauf es zur Bewässerung der Vega von Mecina benutzt wird.[1]) Diese eigenartige Bewässerungsanlage besteht bereits, wie die meisten derartigen Anlagen des südlichen Spaniens seit der maurischen Zeit.

Die Versickerung ist von großer Wichtigkeit für Bewässerungs- und Schiffahrtskanäle, und es sind darüber besonders an französischen Kanälen Beobachtungen gemacht worden. Man hat gefunden, daß die über dem Grundwasserstande liegenden Kanäle von 1,6 m Wassertiefe, 10 m Sohlenbreite und $1\frac{1}{2}$fachen Böschungen bei guter Dichtung der Wände durchschnittlich 5 sl auf 1 km Länge, oder täglich etwa 430 cbm versickern und daß die Versickerung unter sonst gleichen Umständen mit der Zunahme der Wassertiefe schnell wächst. Sie stieg bei 2,0 m Wassertiefe auf das Doppelte und bei 3,0 m Tiefe auf das Vierfache des obigen Wertes, nämlich auf 10 bezw. 20 sl auf 1 km Länge.

Der Verlust durch Versickerung beträgt auf der 48 km langen Strecke des Saarkohlenkanals von Mittersheim nach Saargemünd, nachdem das Kanalbett gehörig gedichtet worden ist, noch 4,6 sl auf 1 km Länge, während vorher streckenweise das Zehnfache dieses Betrages verloren ging. Beim Entwurf des Rhein-Weser-Kanals, der 2.5 m Tiefe und 30 m Oberflächenbreite erhält, ist auf 1 km Länge ein Versickerungsverlust von 12 sl gerechnet worden, um keinenfalls die Speisewassermenge zu gering anzunehmen. Danach würde die Höhe der täglich durch Versickerung verloren gehenden Wasserschicht 34 mm betragen.

---

[1]) Llaurado: Aguas y Riegos.

5. Quellenbildung. Das durch die obere Bodenschicht hindurchgesickerte und dadurch dem Einflusse der Verdunstung entzogene Wasser sucht tiefer abwärts zu gelangen, wobei der Weg, dem es folgt, von der Beschaffenheit der Bodenarten und ihrer Lagerung abhängt; es wird stets der Weg eingeschlagen. der das Wasser am leichtesten abwärts führt. Sobald aber wasserundurchlässige Bodenarten angetroffen werden und die Hohlräume der durchlässigen Schichten mit Wasser angefüllt sind, muß die Bewegung aufhören, wenn sich nicht an einer Stelle, die tiefer liegt als der Raum, in dem das Wasser sich angesammelt hat, ein Ausfluß eröffnet. Auf solche Art tritt das in Sand- und Kiesschichten oder klüftiges Gestein versickerte Wasser häufig am Fuße einer Anhöhe oder an den Ufern von Bächen und Flüssen als Quell wieder an die Oberfläche. Bei langem Aufenthalte in den Bodenschichten nimmt es deren Temperatur an.

Den geringsten Widerstand findet das versickerte Wasser in kiesigen und sandigen Schichten, je nach der Korngröße und der Neigung der Schicht durchdringt es sie mehr oder weniger schnell. Aber auch hier erfolgt die Abwärtsbewegung erst dann, wenn der obere Teil der Schicht ganz mit Wasser benetzt ist. Denn in jedem Boden wird ein gewisser Wassergehalt durch die Haarröhrchenanziehung so fest zurückgehalten, daß die Wirkung der Schwere sich nicht zu erkennen gibt; nur der Überschuß an Wasser wird nach unten abgegeben. Anderseits steigt auch das Wasser, das sich in tiefer liegenden Bodenschichten vorfindet, durch die Haarröhrchenanziehung bis zu einer gewissen Höhe aufwärts. In durchlässigen Bodenschichten nennt man die Höhe, bis zu welcher die Hohlräume des Bodens zusammenhängend mit Wasser angefüllt sind, den Grundwasserstand. Bei jeder Aufgrabung, die bis unter den Grundwasserstand hinabreicht, gibt sich dieser als freier Wasserspiegel zu erkennen.

Zwischen Grundwasser und Quellwasser ist kein großer Unterschied. Das eine wie das andere ist versickertes Regenwasser; dieses wird Grundwasser genannt, solange es sich im Erdboden befindet, und es heißt Quellwasser, sobald es zu Tage tritt oder in offene Gewässer ausmündet. Indessen ist mit dem Begriff der Quelle immer ein Fließen verbunden, während Grundwasser ganz ohne Bewegung sein kann, wenn es nämlich wie ein unterirdischer See von einem Grundwasserbecken, d. h. einer muldenförmig gestalteten undurchlässigen Schicht zusammengehalten wird.

Eine durchlässige Bodenschicht wird dadurch, daß das am oberen Ende aufgenommene Wasser an ihrem unteren Ende einen

Ausfluß findet, wasserleitend und gibt Anlaß zur Bildung eines natürlichen Quells. Eine geneigt verlaufende und zwischen undurchdringlichen Schichten gelagerte durchlässige Bodenschicht, welche einen Zufluß, aber keinen Abfluß hat, wird häufig Ursache zur Versumpfung. In solchem Falle läßt sich durch Öffnung der undurchlässigen Decke ein Abfluß schaffen. Steigt das Wasser in dem Brunnen bis hoch über die Bodenfläche empor, so spricht man von einem Artesischen Brunnen (s. Art. 12). Auch diejenigen Kiesschichten, denen ein natürlicher Abfluß nicht ganz fehlt, sind zur Speisung von Brunnen geeignet und können sogar fließende Brunnen liefern, wenn man sie durch Graben oder Bohren erreicht und das Wasser auf dem neuen künstlichen Wege leichter entweicht als durch den ursprünglichen natürlichen Abfluß.

Manche Kiesschichten haben am oberen Ende keinen natürlichen Zufluß, während sie unten geöffnet sind. Wenn in solche zufälligerweise oder absichtlich durch Eröffnung einer Zuleitung Wasser eindringt, so werden sie dieses leicht aufnehmen und abführen. Dasselbe geschieht auch in anderen Schichten, wenn sie mehr Wasser abzuführen vermögen als das ihnen auf natürlichem Wege zugeführte. Diese ableitenden Schichten erfüllen einen Zweck, welcher dem der gewöhnlichen Brunnen gerade entgegengesetzt ist. Bisweilen findet man wasserleitende und ableitende Schichten in verschiedener Tiefe übereinander. Liegt die ableitende Schicht tiefer, so wird ein Brunnen, der durch die obere Schicht gespeist wird, bei einer Vertiefung bis zu jener versiegen. Wenn dagegen die wasserleitende Schicht unter der ableitenden liegt, muß man die Brunnenwandungen durch diese wasserdicht hindurchführen, um aus der unteren Schicht Wasser zu erhalten. Endlich kommt es gar nicht selten vor. daß zwei verschiedene wasserleitende Schichten durch eine undurchlässige Schicht getrennt übereinander liegen. Einige Gebirgsarten gestatten dem Wasser einen noch weit leichteren Durchfluß als Kiesablagerungen und geben deshalb zu auffallenden Quellenbildungen Anlaß. Besonders ist das bei klüftigem Kalk, dann auch bei manchen Sandsteinarten der Fall. Es entstehen dort bisweilen vollständige Wasserleitungen, und indem die Spalten in dem Kalkstein durch das hindurchfließende Wasser fortdauernd erweitert werden, sogar weit ausgedehnte unterirdische Bach- und Flußbetten. Solche unterirdische Strömungen geben sich auf mancherlei Art zu erkennen, so z. B. durch das Einstürzen der Decke stark erweiterter Höhlungen oder durch das plötzliche Hervorbrechen sehr starker Quellen, aber auch durch das Verschwinden von Bächen oder Flüssen.

Beispiele. Die Pader entspringt am Fuße des Domhügels in Paderborn. Auf einer Fläche von etwa 3 ha bricht eine Wassermenge von etwa 7 $\frac{\text{cbm}}{\text{Sekunde}}$ hervor.

Die Quelle der Lippe tritt bei Lippspringe in einem Weiher von kaum 20 a Größe zutage und ist so stark, daß sie sofort eine Mühle treibt.

Die Drome in der Normandie verschwindet bald nach ihrem Entstehen in einer weiten Wiese und kommt später als starker Bach wieder hervor. Die Guadiana verliert sich in der Provinz La Mancha in Spanien, nachdem sie schon 60 km geflossen ist, und kommt erst 30 km unterhalb wieder zum Vorschein.

Manche dieser in den Erdboden verschwundenen Wasserläufe kommen überhaupt nicht wieder an die Oberfläche, sondern ergießen sich direkt in das Meer, wo bisweilen noch in großer Entfernung von der Küste Quellen süßen Wassers hervorbrechen. Starke Süßwasserquellen auf dem Meeresgrunde finden sich u. a. im Persischen Meerbusen, bei Spezzia, in den Häfen von Tarent und Cataro, ferner südlich von St. Augustine, wo das Quellwasser bis über den Meereswasserspiegel hinaus hervorsprudelt.

Das Quellwasser kommt oft aus sehr bedeutenden Tiefen. So wird ein Teil des Trinkwassers für Wilhelmshaven dicht an der Nordseeküste aus Schichten gewonnen, welche etwa 200 m unter dem Meeresspiegel liegen, und bei Memel wurde nahe der Ostsee fast 230 m unter dem Meeresspiegel Wasser erbohrt, welches 10 m hoch über die Bodenoberfläche in einer Menge von 350 l in der Minute ausströmte. Der Brunnen auf dem Herbert-Platz in Paris ist sogar 720 m und derjenige im Stadtwäldchen zu Budapest 970 m tief. Die Temperatur des von den Brunnen gelieferten Wassers steigt mit deren Tiefe. Warme und heiße Quellen kommen namentlich in vulkanischen Gegenden vor.

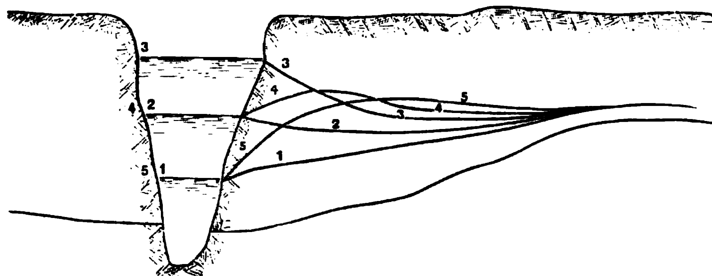
6. Bewegung des Grundwassers. Die Beschaffenheit und Lage der wasserführenden Schichten, in denen sich das Grundwasser abwärts bewegt, kann im allgemeinen nur durch Bohrungen ermittelt werden. Sie ist also stets mehr oder weniger unbekannt, und ebenso steht es um die Richtung des Abflusses, die Größe der Abflußmenge und die Oberflächengestaltung der undurchlässigen Schicht, welche gewissermaßen das Bett des Grundwasserstromes bildet. Für die Aufstellung einer Theorie der unterirdischen Strömungen reichen die in einzelnen Fällen gemachten Beobachtungen nicht aus, und selbst, wenn eine solche Theorie entwickelt werden könnte, würde sie doch höchst selten praktisch anwendbar sein. Man hat versucht, Formeln für das Gefälle des Grundwasserspiegels und die Geschwindigkeit der Grundwasserströmung aufzustellen und den Versuchen anzupassen, doch muß das Verfahren noch als verfrüht und willkürlich bezeichnet werden, ja insofern

sogar als schädlich, als es einem noch unbekannten Gegenstande einen falschen wissenschaftlichen Anschein verleiht. Nur ganz allgemein darf als das Ergebnis von Beobachtungen angenommen werden, daß die Geschwindigkeit sich unter sonst gleichen Umständen ungefähr in gleichem Verhältnis mit dem Gefälle ändert, daß sie also auf das Doppelte oder Dreifache anwächst, wenn die Neigung des Grundwasserspiegels sich verdoppelt oder verdreifacht. Auf die Bewegungsrichtung des Grundwassers läßt sich häufig aus der Gestaltung des Geländes und der natürlichen Wasserläufe schließen, auf die Reichhaltigkeit der Grundwasserströmnng aus den zutage tretenden Quellen oder aus der Wasserzunahme von Flüssen und Seen. Gewißheit kann man aber nur durch Anlage von Versuchsbrunnen und deren Beobachtung erhalten.

Um die Geschwindigkeit der Grundwasserströmung kennen zu lernen, hat Thiem zwei Versuchsbrunnen in der mutmaßlichen Strömungsrichtung angelegt und in den oberen Kochsalz eingebracht, welches in dem Wasser in gelöstem Zustande mitgeführt wird, durch chemische Untersuchung leicht nachgewiesen werden kann und nicht gesundheitsschädlich ist. Indem in kurzen Zwischenräumen dem unteren Brunnen Proben entnommen wurden, konnte man Schlüsse auf die Geschwindigkeit der Grundwasserströmung ziehen. Neuerdings wird zu demselben Zweck Fluorescëin verwendet, von dem ein Teil in 100 Millionen Teilen Wasser noch eine lebhaft grüne Färbung hervorbringt. Daß die Geschwindigkeit des Grundwasserstromes im Vergleich mit den Geschwindigkeiten des in offenen Betten fließenden Wassers fast stets sehr gering ist, kann aus den Erfahrungen beim Reinigen des Wassers in Sandfiltern geschlossen werden. Ferner gibt die Verspätung bei dem Fallen und Steigen des Grundwassers in der Nähe von Flußbetten einen Beurteilungsmaßstab. Überall, wo ein Flußbett die wasserleitende Schicht zerteilt und bis in die undurchlässige Schicht eingeschnitten ist, wird der Fluß vom Grundwasser gespeist. Der Grundwasserstand ist dann bei anhaltendem Niedrigwasserstande des Flusses stets höher als der Wasserspiegel des Flusses, und er erhebt sich mit der Entfernung vom Ufer gewöhnlich ziemlich schnell. Schwillt nun der Fluß plötzlich an, so wird das Grundwasser zurückgestaut, es kann aber dem Steigen nur langsam folgen, und so bildet sich in der Nähe des Ufers ein entgegengesetztes Gefälle; das Steigen des Grundwassers dauert auch je nach dem Abstande vom Ufer noch mehr oder weniger lange Zeit an, nachdem die Anschwellung im Flusse schon vorüber und dessen Wasserstand bereits im Sinken ist. Abb. 1 veranschaulicht diesen Vorgang und zeigt zugleich, wie die Veränderungen des Grund-

wassers mit dem Abstande vom Flusse immer geringer werden. 1 bis 5 bezeichnen aufeinanderfolgende Lagen des Grundwasserstandes vom Beginn der Anschwellung im Flusse bis zu ihrem Ende. Derartige Beobachtungen, welche zwischen dem Fuhse-

Abb. 1.



kanal und der Aller angestellt wurden, ergaben, daß bei einer Anschwellung der Aller im April 1886 der höchste Wasserstand

in 50 m Abstand vom Ufer	4 Tage	später eintrat als in dem Flusse.
„ 140 „ „ „ „	5 „	
„ 351 „ „ „ „	10 „	

Wie langsam sich das Grundwasser bewegt, gibt sich auch dadurch zu erkennen, daß viele Quellen erst geraume Zeit nach einem Regen sich verstärken und daß bei neuen Brunnen erst nach Monaten und selbst nach Jahren der umgebende Sand rein ausgewaschen ist, worauf sie brauchbares Wasser geben. Im allgemeinen ist die Geschwindigkeit von 1 m in der Stunde schon als reichlich anzusehen, und häufig beträgt sie nur 1 m täglich oder noch weniger. Übrigens wächst die Geschwindigkeit mit dem Gefälle, und in stark geneigten wasserleitenden Schichten kommen wahrscheinlich Geschwindigkeiten bis zu 2 mm in der Sekunde oder 180 m in 24 Stunden vor, ähnlich wie innerhalb der Absenkungsweite eines Brünnens. In förmlichen Spalten und Klüften fließt das Wasser natürlich in gleicher Weise wie in oberirdischen Betten.

Die Höhenlage des Grundwasserspiegels wird manchmal in offenen Brunnen, meistens in abgesenkten Standrohren von 0,10 m l. W. mittels Schwimmermaßstabes beobachtet. Das Steigen und Fallen des Grundwasserstandes hängt, abgesehen von den Rückwirkungen der Änderungen des Wasserstandes benachbarter Flüsse, von der Zunahme oder Abnahme der Niederschläge ab, die das Einzugsgebiet treffen, folgt deren Wechsel aber nur langsam.

7. Höhe und Menge des Grundwassers. Abgesehen von dem Teile, welcher unmittelbar in das Meer gelangt oder etwa in

dem Innern der Erde verbleibt, gelangt alles Grundwasser durch die Quellen in die offenen Gewässer des Festlandes. Die Bäche, Flüsse und Seen werden nicht bloß durch das ihnen oberirdisch zufließende Wasser, sondern zu einem sehr erheblichen Teile und manche fast ausschließlich durch Grundwasser gespeist. Nun lassen sich die Wassermengen der genannten Gewässer ziemlich genau durch Messung und Berechnung feststellen, und man erhält dadurch einen Maßstab für die Beurteilung der in bestimmten Gebieten abfließenden Grundwassermengen. Wenn beispielsweise ein Fluß bei A 5 cbm und an der unterhalb gelegenen Stelle B 8 cbm in der Sekunde abführt und zwischen A und B nur 0,5 cbm durch offene Zuflüsse erhält, so ist leicht zu ersehen, daß ihm 2,5 cbm durch Grundwasser innerhalb jener Strecke zufließen müssen. Ähnlich verhält es sich bei einem See, dessen Abfluß- und Zuflußmengen bekannt sind. Der Unterschied beider ist seine Grundwasserspeisung, wobei man aber, wenn es sich um die Berechnung für einen längeren Zeitraum handelt, die während dieser Zeit auf die Oberfläche des Sees selber gefallenen Niederschläge abziehen und die Verdunstung hinzufügen muß. Diese Aufgaben sind daher ziemlich einfach zu lösen. Schwieriger ist die Frage nach der auf die Flächeneinheit, z. B. auf 1 qkm entfallenden Ergiebigkeit der Grundwasserströmung zu beantworten, weil, wie schon früher hervorgehoben wurde, die Neigungsverhältnisse der wasserleitenden Schichten im allgemeinen unbekannt sind und die Wasserscheiden des Grundwassers keineswegs immer mit denen des Oberflächenwassers übereinstimmen. Indessen sind doch bedeutende Abweichungen zwischen den oberirdischen und unterirdischen Grenzen der Abflußgebiete nicht als Regel, sondern eher als Ausnahmen anzusehen, und bei einiger Aufmerksamkeit wird sich in gewöhnlichen Fällen beurteilen lassen, ob solch ein Ausnahmefall vorliegt, der besondere Untersuchungen erforderlich macht.

Die Frage nach der Ergiebigkeit des Grundwassers ist insbesondere für Wasserversorgungszwecke von Wichtigkeit, und man pflegt sie nach Hundertsteln der Niederschlagsmenge auszudrücken, wobei aber nicht außer acht zu lassen ist, daß die Verhältniszahlen für die einzelnen Monate verschieden ausfallen. Hierauf ist insbesondere der Feuchtigkeitszustand der Luft von Einfluß, indem bei warmer und wenig gesättigter Luft ein größerer Teil der Niederschläge verdunstet und deshalb für die Versickerung ein kleinerer Anteil übrig bleibt als in der kalten Jahreszeit. Es kommt hierbei das Sättigungsdefizit der Luft in Betracht, d. h. diejenige Wassermenge, welche die Luft bei der jedesmaligen

Temperatur noch aufnehmen könnte, welche ihr also noch fehlt, um völlig gesättigt zu sein. Allgemeine Erfahrungsregeln lassen sich über den Zusammenhang zwischen Sättigungsdefizit und Regenhöhe einerseits und der Ergiebigkeit des Grundwassers im Verhältnis zu der Regenhöhe anderseits nicht aufstellen, da zuverlässiges Beobachtungsmaterial hierüber kaum vorhanden ist. Am geringsten pflegt die Grundwassermenge nach vorangegangener langandauernder Kälte im Januar und Februar sowie nach langer Trockenheit im August und September zu sein.

Leichter als die Veränderungen der Menge des Grundwasserstromes lassen sich die Schwankungen der Höhe des Grundwasserstandes beobachten, wozu man sich der bereits in Art. 6 erwähnten Standröhren bedient. Die Tiefe des Grundwasserstandes unter der Bodenoberfläche ist für den Pflanzenwuchs von sehr großer Bedeutung, und seine Schwankungen haben einen großen Einfluß auf die landwirtschaftlichen und gesundheitlichen Verhältnisse. Hochstehendes Grundwasser macht den Boden kalt und ertraglos, wohl gar sumpfig, er erzeugt Fieberluft und ist daher gesundheitsschädlich. In bewohnten Orten erzeugt dagegen das Sinken des Grundwassers häufig ungesunde Zeiten, indem die Zersetzung der feucht gebliebenen fäulnisfähigen Bestandteile des Bodens das Auftreten des Typhus fördert. Deshalb muß man dahin streben, den Grundwasserstand der Städte möglichst unveränderlich zu machen, wozu zweckmäßig angelegte Drainierungen und Stauanlagen wesentlich beitragen können.

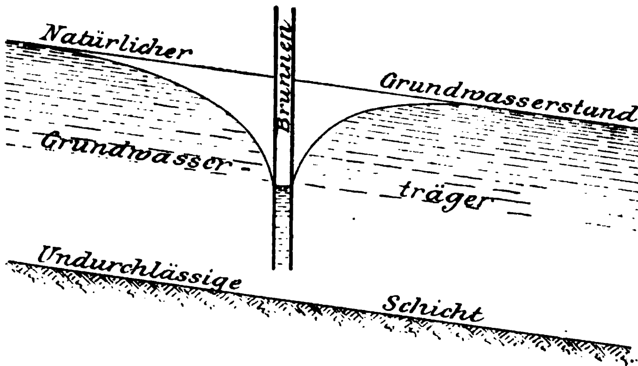
Während das Grundwasser gewöhnlich in die Bäche und Flüsse abfließt und demgemäß höher als deren Wasserspiegel liegt, kommt auch der umgekehrte Fall vor. Namentlich in Gebirgsgegenden fließen kleinere Wasserläufe oft in einem durchlässigen Gelände streckenweise hoch über dem Spiegel des Grundwassers, und sie geben dann, anstatt durch Grundwasser gespeist zu werden, Sickerwasser an letzteres ab. Noch häufiger geschieht dies bei künstlichen Wasserläufen, als Schiffahrts- und Bewässerungskanälen. In Südwest-Afrika, wie in vielen subtropischen Ländern sind die Flußbetten nach der etwa 6 monatigen regenlosen Zeit oft bis zu großer Tiefe vollständig trocken. Die durch geringe Niederschläge verursachten Abflüsse verschwinden dann nach kurzem Lauf im sandigen Untergrund, und nur nach heftigen Regenfällen stellt sich das „Abkommen der Flüsse“ ein, d. h. der Flußlauf füllt sich für einige Zeit sichtbar mit Wasser.[1])

Durch Entnahme von Grundwasser, z. B. aus Brunnen, wird eine örtliche Senkung des Grundwasserspiegels herbeigeführt. Die

[1]) Rehbock, Deutsch-Südwest-Afrika. Berlin 1898.

Absenkungshöhe unter dem ungesenkten Wasserspiegel nimmt mit dem Abstande von der Entnahmestelle ziemlich schnell ab, und man hat gefunden, daß die Absenkungskurve, wie Abb. 2 veranschaulicht, parabelartig verläuft. Je größer die Absenkungstiefe

Abb. 2.



an der Entnahmestelle ist, desto mehr Wasser fließt daselbst zusammen, desto ergiebiger ist also der Brunnen, und so bietet die probeweise Entnahme aus Versuchsbrunnen, wenn neben der Wassermenge auch die jedesmalige Absenkung gemessen wird, ein Schätzungsmittel für die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes. Man muß aber die Versuche längere Zeit fortsetzen und darf nicht außer acht lassen, daß die Ergiebigkeit nicht alle Zeit gleich groß ist und daß ferner die Reichhaltigkeit der Quellen bei ihrer ersten Eröffnung am größten zu sein pflegt.

Wenn auch die unterirdisch abfließenden Wassermengen nicht so große Schwankungen aufweisen als die oberirdischen, so sind doch die Unterschiede oft recht bedeutend. Am deutlichsten zeigt sich dies in der Ergiebigkeit der Quellen. So z. B. schwankt die Wiener Hochquellenleitung bei einer mittleren Ergiebigkeit von 1000 sl zwischen 2880 und 280 sl, die Pfaffenbornquellen, welche zur Wasserversorgung von Wiesbaden nutzbar gemacht sind, ergeben 103 bis 8, im Mittel 51 sl, und manche Quellen versiegen in trockenen Zeiten ganz. Von Einfluß auf die Größe dieser Schwankungen dürfte neben den Veränderungen der Sickerwassermenge auch die mehr oder weniger große Masse der wasserleitenden Schicht des Grundwasserträgers sein, dessen Inhalt einem Schwamme vergleichbar mehr oder weniger ausgleichend wirkt.

Von Interesse sind ferner einige äußere Merkmale, woraus man auf das Vorhandensein von Grundwasser schließen kann.

Als solche sind zu nennen das Fehlen von offenen Wasserläufen oder deren spärliches Vorkommen, die geringe Anschwellung kleiner Wasserläufe nach starkem Regen, die durchlässige Beschaffenheit des Bodens an der Oberfläche und das Vorkommen von Quellen am Fuße von Abhängen oder am Rande tief eingeschnittener Wasserläufe. Die Grundwasserträger finden sich vorzugsweise in den Flußtälern und verlassenen Flußbetten, zwischen Berghängen und Niederungen, sowie in großen Mulden. Diejenigen Stellen, wo das Grundwasser der Oberfläche nahe ist, sind oft durch das Vorkommen von Binsen und anderen Sumpfpflanzen zu erkennen.

Näherungsweise läßt sich die Menge des in einer geschlossenen Kiesschicht abfließenden Grundwassers aus seiner Geschwindigkeit, dem Querschnitt des Grundwasserträgers und der Verhältniszahl der darin enthaltenen Hohlräume einschätzen.

Es sei z. B. die Dicke der wasserführenden Schicht = 3 m, der Inhalt ihrer Hohlräume = 30 Hundertstel und die Geschwindigkeit des Grundwasserstromes = 15 m täglich. Dann ist auf 100 m Breite, quer zur Strömungsrichtung gemessen, der reine Wasserquerschnitt

$$100 \cdot 3{,}0 \cdot 0{,}30 = 90 \text{ qm},$$

die Geschwindigkeit = 15 m in 24 Stunden, also die Wassermenge

$$90 \cdot 15 = 1350 \text{ cbm täglich},$$

oder, da der Tag 86400 Sekunden hat,

$$\frac{1350}{86400} \cdot 1000 = 15.6 \text{ sl}.$$

Die in den wasserführenden Schichten vorhandenen Hohlräume betragen durchschnittlich 25 bis 30 vH. des Rauminhaltes, wenn aber die Schicht aus Sand oder Kies von sehr gleichmäßiger Korngröße in Kugelform besteht, so sind die Hohlräume größer und betragen rechnungsmäßig mindestens 31 vH. und höchstens 48 vH., unabhängig von der Größe der Körner. Sind dagegen Körner von verschiedenen Größen durcheinandergemischt, so vermindern sich die Hohlräume bis unter 20 vH.

8. Beschaffenheit des Wassers. Das Grundwasser ist niemals chemisch rein, weil schon das Regenwasser stets Bestandteile der Luft und deren Beimischungen aufgelöst enthält und zwar außer Sauerstoff und Stickstoff vornehmlich Kohlensäure. Im Innern der Erde sind der auflösenden Kraft des luft- und kohlensäurehaltigen Regenwassers besonders die fast überall vorkommenden kalk- und mergelhaltigen Erdarten zugänglich, sodann finden sich im Grundwasser häufig Eisenverbindungen und Kochsalz. Wenn die obere Bodenschicht verunreinigt ist, was in den meisten Städten der Fall ist, so nimmt das Wasser beim Durchsickern auch

organische Stoffe auf, doch wird der größte Teil dieser fäulnisfähigen Verbindungen bei der späteren Sickerung durch reine Bodenschichten wieder umgewandelt und unschädlich gemacht. Von schwebenden Beimengungen ist aber das Grundwasser gewöhnlich frei, da die wasserleitenden Schichten wie ein Filter wirken.

Man bezeichnet den Gehalt des Wassers an Kalk oder Magnesia nach Härtegraden, und zwar entspricht ein deutscher Härtegrad einem Gewichtsteil Kalk oder 0,7 Gewichtsteilen Magnesia auf 100 000 Gewichtsteile Wasser (10 g Kalk oder 7 g Magnesia auf 1 cbm). Wasser mit einem Härtegrad unter 10 wird als „weich“ bezeichnet, dagegen hat hartes Wasser über 20 Härtegrade; gutes Trinkwasser muß 18 bis 20° Härte, 9 bis 12° C. Wärme haben und etwas Sauerstoff und Kohlensäure enthalten. Zur Bestimmung des Härtegrades benutzt man eine Seifenlösung von bekannter Mischung; je härter das Wasser ist, desto mehr Seifenlösung wird verbraucht, bis nach kräftigem Schütteln sich Schaum bildet. Das Grundwasser ist häufig hart, und da es außer dem Kalk noch andere Mineralstoffe enthält, so ist leicht zu ersehen, daß es dem Boden sehr bedeutende Mengen von gelösten Stoffen entzieht. Auch das Flußwasser ist an solchen reicher, als gewöhnlich vermutet wird. Beispielsweise wurden in 1 cbm Elbwasser 91 g schwebende und 104 g gelöste Stoffe gefunden, es war also die Menge der gelösten Stoffe größer als die Menge der Schwebestoffe.

Die schwebenden Teilchen oder Sinkstoffe geben dem Wasser ein trübes Ansehen und machen sich dadurch schon äußerlich erkennbar. Schon 1 g geschlämmter Ton in 1 cbm trübt das Wasser, während ganz klares Wasser reich an gelösten Stoffen sein kann. Die Menge und Beschaffenheit der Sinkstoffe ist in dem Flußwasser außerordentlich verschieden. Bei Hochwasser überwiegen die von den Uferabbrüchen herstammenden Geschiebemassen, und bei Niedrigwasser machen sich die schlammigen Verunreinigungen durch Abwässer in stark bevölkerten und industriereichen Gegenden oft sehr bemerkbar. Besonders nachteilig sind die Schmutzstoffe, wenn sie in Fäulnis übergehen, während sie in frischem Zustande gesundheitlich weniger bedenklich sind. Durch die Fäulnis werden Schwefelwasserstoff, Ammoniak und andere Zersetzungsprodukte gebildet, welche giftig sind und außerdem noch dadurch nachteilig wirken, daß sie dem Wasser den vorhandenen Sauerstoff entziehen. Ein solcher Vorgang (Reduktionsprozeß) tritt bisweilen plötzlich ein, und dann sterben die Fische, indem ihnen das nötige Lebenselement genommen wird.

Zweiter Abschnitt.

Wassergewinnung.

9. Zisternen. Wo der Boden entweder kein Wasser gibt oder der sumpfige und vielleicht mit Seewasser durchzogene Grund alle Brunnen mit unbrauchbarem Wasser speist, ist die Auffangung und Aufbewahrung des Regenwassers in Zisternen das einfachste Mittel zur Versorgung mit Wasser. Man findet diese daher häufig in Marschgegenden, ferner in klüftigem Felsgelände, wo das Grundwasser in unerreichbare Tiefen versinkt. Die Zisternen nehmen das Regenwasser von den Dächern, auch wohl von gepflasterten Höfen auf und bestehen aus wasserdichten und gewöhnlich überwölbten Behältern, die so tief im Boden liegen, daß weder Frost noch Sonnenwärme eindringt. Sie müssen mit Vorrichtungen zur Zuleitung, Reinigung und Entnahme des Wassers versehen und so groß sein, daß sie für regenlose Zeiten den Bedarf einiger Monate fassen können. Im österreichischen Küstenlande gilt als Regel, daß der in den Zisternen zu sammelnde Vorrat für 4 bis 6 Monate ausreichen soll. Man kann annehmen, daß 80 Hundertstel der Regenhöhe von den Dachflächen und 60 Hundertstel von den Höfen in die Zisterne gelangen, dies gibt beispielsweise bei 100 qm Dachfläche, 200 qm Pflaster und 60 cm Regenhöhe jährlich

$$\frac{60}{100}\left\{0,80 \cdot 100 + 0,60 \cdot 200\right\} = 120 \text{ cbm},$$

was bei 15 l Tagesbedarf auf den Kopf für 22 Personen ausreichen würde.

Die auf solche Weise zu gewinnende Wassermenge ist also recht bedeutend. Nimmt man an, daß zu häuslichen Zwecken n l für den Kopf und Tag gebraucht werden, so berechnet sich die für jeden Einwohner erforderliche Dachfläche in qm bei h cm Regenhöhe aus der Gleichung

$$\frac{0,80 \cdot hx}{100} = \frac{365 \cdot n}{1000}$$

zu

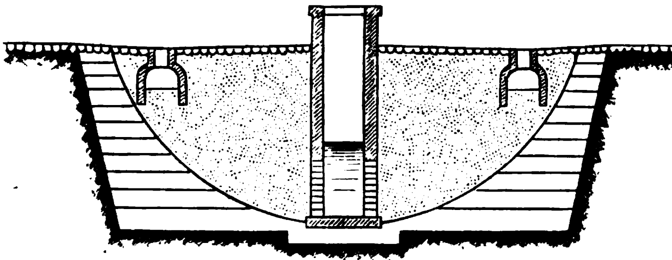
$$x = 45{,}6 \cdot \frac{n}{h} \text{ qm}$$

und für

$$n = 20 \text{ l}, \; h = 60 \text{ cm ist } x = 15{,}2 \text{ qm}.$$

Wasserdichtigkeit sowohl gegen Versickern von innen nach außen als gegen Durchsickern von außen nach innen ist bei einer Zisterne das erste Erfordernis. Deshalb ist bei der Gründung und bei der Ausführung des Mauerwerks große Sorgfalt geboten, damit keine Risse entstehen. Die Zisternen werden am besten in Zementmörtel gemauert; die Innenseiten erhalten einen sehr sorgsam herzustellenden glatten Zementputz, auch die Außenseiten werden gewöhnlich verputzt. Eine Umfüllung mit fettem Tonboden ist

Abb. 3.



mindestens 0,50 m stark zu machen. Für die Lage ist ein schattiger, doch nicht dumpfer Ort im Freien zu wählen. Das beste Wasser liefern Schieferdächer; das Wasser von Strohdächern ist selten gut und das von Pappdächern gesammelte für Genußzwecke unbrauchbar. Es ist zweckmäßig, das erste Wasser beim Beginn des Regens nicht in die Zisterne gelangen zu lassen und am Einlauf ein Gitter und einen Fangkasten anzubringen, auch zur Sicherheit gegen Überfüllung einen Überlauf vorzusehen. Bei guter Anlage geben die Zisternen ein brauchbares weiches Wasser.

Häufig hat man noch besondere Filtereinrichtungen getroffen. So ist bei der venetianischen Zisterne, welche vor Einrichtung der Wasserleitung in Venedig üblich war, in der Mitte des Zisternenraumes ein Brunnenkessel vorhanden, dessen unterstes Stück durchbrochene Wandungen hat (Abb. 3). Der übrige Raum ist mit Sand angefüllt, und das auf die Oberfläche des Sandes geleitete Wasser muß die ganze Höhe der Filterschicht durchsickern, um in den inneren Brunnenkessel zu gelangen, aus welchem es durch Ausschöpfen oder Auspumpen entnommen wird. Die Sandschüttung gewährt nicht bloß den Vorteil, daß das Wasser

filtriert wird, sondern sie hält es auch zurück, so daß es nur nach und nach in den Brunnenkessel gelangt, und so lange es in den Zwischenräumen des Sandes bleibt, ist es vor Verunreinigung und vor der Bildung organischen Lebens geschützt. Diese Zisterne gibt also, ähnlich den natürlichen Quellen, immer reines und frisches Wasser und versiegt niemals ganz.

In amerikanischen Zisternen wird der fehlende Filtersand häufig durch einen freistehenden, zum Reinigen und Auswechseln eingerichteten Filterkorb ersetzt, in welchen das Saugrohr der Pumpe hineinreicht. Ausgedehnte Zisternenanlagen kommen im Karstgebiet in Dalmatien vor, wo z. B. auf einer steilen Tallehne eine 15 000 qm große Fläche zur Auffangung des Regenwassers hergerichtet ist und 80 Hundertstel der Regenmenge gewonnen werden.

10. Kesselbrunnen. Das gewöhnlichste Mittel zur Wasserbeschaffung ist der Kesselbrunnen, ein lotrecht bis unter den tiefsten Stand des Grundwassers hinabgeführter und durch den Brunnenmantel gegen Einsturz gesicherter Schacht von 1 bis 1,5 m lichtem Durchmesser. Zu dem Mantel aus Ziegelmauerwerk werden passend geformte Brunnensteine verwendet, es sind aber auch Formstücke aus Zementbeton, welche als ringförmige Trommeln bis zu 2 m Höhe und 1,5 m Lichtweite bei etwa 10 cm Wandstärke fabrikmäßig angefertigt werden, sowie lagerhafte Bruchsteine und Werkstücke im Gebrauch. Hölzerne Brunneneinfassungen sind nicht zu empfehlen, weil sich in der Höhe des wechselnden Wasserstandes Algen und Pilze bilden und zahlreiche kleine Lebewesen entwickeln. Trockenmauerwerk muß in den oberen Schichten vermieden werden, um das Durchsickern von unreinem Wasser zu verhindern. Zu diesem Zwecke muß auch die Außenseite des Mantels mit einem Tonschlage umgeben und die obere Abdeckung etwas über die in der näheren Umgebung des Brunnens abgepflasterte Bodenoberfläche gelegt werden. Die Nähe von Abtritt- und Schwindgruben, Pfützen, Beerdigungsstätten sowie Abwasser- und Gasleitungen ist zu vermeiden.

Der Brunnen muß so tief hinunter reichen, daß er bei dem tiefsten Stande des Grundwassers noch wenigstens 1,0 bis 1,5 m Wassertiefe hat. Bei starker Wasserentnahme sinkt der Grundwasserstand in der Nähe des Brunnens. Zur Ermittlung der Ergiebigkeit ist deshalb längeres Probepumpen erforderlich. Eine zu große Tiefe der Wasserschicht im Brunnen ist zu vermeiden, weil sonst die Erneuerung des Wassers zu langsam vor sich geht und dieses absteht, anderseits ist eine zu geringe Tiefe der Sohle nachteilig, weil dann der Grund beim Pumpen gelockert wird.

Die Brunnenweite richtet sich teils nach dem Tagesbedarf, teils nach dem für außergewöhnliche Fälle nötigen Wasservorrat; Straßenbrunnen, die für Feuerlöschzwecke gebraucht werden, dürfen nicht unter 1,5 m Weite erhalten.

Um der Gefahr einer Aufwühlung der Sohle zu begegnen, ist diese bei sehr feinkörnigem Boden mit einer starken Lage grobkörnigen Kieses zu beschütten. Geschieht dies, so ist selbst bei 4 bis 6 sl Zufluß für 1 qm Bodenfläche eine Auflockerung nicht zu befürchten, gewöhnlich wird aber nur auf 0,3 bis 0,6 sl oder täglich 25 bis 50 cbm zu rechnen sein. Brunnen, welche im groben Kies oder Gerölle von Flußtälern stehen, können dagegen unter günstigen Umständen 6 sl oder 500 cbm täglich auf 1 qm Brunnensohle liefern.

Häufig wird dem Wasser auch durch Öffnungen in den Brunnenwandungen Zutritt gelassen, indem man entweder offene Stoßfugen oder Lochsteine anwendet oder Drainröhren einlegt. Um hierbei das Eindringen von feinem Sande zu verhindern, hat man statt der Lochsteine Formstücke verwendet, die mit Kies von verschiedener Korngröße gefüllt wurden. Endlich hat man zu dem gleichen Zwecke dem Brunnen noch einen äußeren Mantel gegeben und den Zwischenraum zwischen beiden Mänteln mit gesiebtem Kies ausgefüllt. Diese zuerst von Gill ausgeführten Brunnen haben den Namen Filterbrunnen erhalten.

Die Ausführung der Brunnen erfolgt zuweilen in einer wasserfrei gehaltenen Baugrube, bei starkem Wasserandrange wird das aber schwierig oder gar unmöglich. Der Brunnen wird dann abgesenkt, indem man nahezu bis zum Grundwasser gräbt, dann einen in sich fest verbundenen hölzernen Brunnenkranz aus zwei oder mehr Bohlenlagen verlegt und auf diesem den gemauerten Brunnenkessel vorläufig etwa 2 m hoch aufbaut. Durch Abgraben im Innern senkt man diesen Teil so weit, bis der Kranz unter Wasser liegt; alsdann wird die Mauer weiter aufgeführt, oben eine Rüstung aufgebracht und von dieser aus wird der Bodenaushub mit einem Sackbohrer oder in geeigneter anderer Weise — mit indischer Schaufel, Kettenbagger, Sandpumpe u. dergl. — fortgesetzt, so daß sich der Brunnenkessel entsprechend senkt. Zur Erleichterung der Senkung belastet man wohl die Rüstung. Durch wiederholtes Aufmauern kann man den Brunnen bis zu großen Tiefen hinabführen, ohne ein Ausschöpfen vornehmen zu müssen. Um den Mantel gegen Zerreißen infolge von ungleichmäßigem Setzen zu sichern, empfiehlt es sich, in Abständen von 3 bis 4 m, bei größeren Brunnenweiten schon alle 2 m Zwischenkränze oder eiserne Platten einzulegen.

Bisweilen werden die Zwischenkränze, welche übrigens nur im unteren Teile des Mantels nötig sind und bei Tiefen unter 10 m gewöhnlich ganz entbehrt werden können, mit dem unteren Brunnenkranze durch eiserne Anker verbunden. Zur Verminderung der Reibung an dem Brunnenmauerwerk läßt man die Kränze 2 bis 3 cm nach außen vortreten. Große Brunnen erhalten Kränze von Eisen oder solche mit eiserner Schneide. Die Mantelstärke beträgt bei den Brunnen unter 3 m Weite gewöhnlich nur ein Stein.

Die Wasserentnahme erfolgt bei kleinen Brunnen häufig durch Schöpfen mit einem Eimer. Der Brunnenmantel wird alsdann bis zur Brusthöhe über Bodenoberfläche hochgeführt und der Eimer an einer Kette befestigt, welche über eine Kurbelwelle gewickelt wird, während ein kleines Häuschen den Überbau bildet. Der in mancher Hinsicht noch bequemere Ziehbrunnen, bei welchem der Eimer an einem schlagbaumartigen Gerüst hängt, ist nur für geringe Tiefen anwendbar. Für die Wasserhebung kamen früher die in den südeuropäischen Ländern bei Bewässerungsanlagen eine wichtige Rolle spielenden Paternosterwerke vielfach in Anwendung. Da indessen bei ihnen die zu bewegende tote Last sehr groß ist, sind die in neuerer Zeit sehr verbesserten Pumpen als die vollkommeneren Anlagen zu bezeichnen.

Bis 7 m Hubhöhe genügt eine gewöhnliche, auf die Abdeckung zu stellende Handpumpe, und bis 12 m kommt man mit einer Saug- und Hubpumpe aus, deren Stiefel unter den Pfosten gestellt wird. Tiefere Brunnen müssen eine Druckpumpe erhalten, die bei kleineren Anlagen durch Hand mit Kurbelvorgelege, bei größeren durch Maschinenkraft betrieben wird.

Tiefe Brunnen werden in neuerer Zeit häufig mit e i s e r n e m Mantel hergestellt. Dieser hat den Vorzug, daß sich in den Wandungen eine größere Gesamtfläche der Öffnungen als bei steinernem Mantel anbringen läßt. Ein Nachteil ist die Rostbildung, welche jedoch bei dauernd großer Wasserentnahme nicht ins Gewicht fällt. Der Mantel besteht aus gußeisernen Ringen (Tubbings) von etwa 1 m Höhe, welche aufeinander geschraubt werden, oder bei kleiner Lichtweite aus Röhren, die in den Boden eingepreßt werden. Die Öffnungen (Mantelschlitze) können bei eisernen Brunnen $^1/_5$ bis $^1/_4$, bei steinernen höchstens $^1/_8$ bis $^1/_7$ der ganzen Mantelfläche betragen.

Die Ergiebigkeit eines Brunnens, d. i. der Zufluß des Grundwassers, wächst annähernd in geradem Verhältnis mit der Absenkungstiefe, um welche der Wasserspiegel im Brunnen unter der Höhe des ungesenkten Grundwasserspiegels steht (vergl. Artikel 7).

Je mehr Wasser man also dem Brunnen entnimmt, desto kräftiger strömt zunächst das Grundwasser zu, wobei unter Umständen die Brunnensohle aufgewühlt und das Wasser trübe wird. Der Zufluß kann jedoch nicht über ein bestimmtes, durch die Boden- und Grundwasserverhältnisse bedingtes Maß hinaus beliebig gesteigert werden. Wenn die Wasserentnahme aufhört, steigt der Wasserstand in dem Brunnen allmählich wieder bis zu der natürlichen Höhe des Grundwassers an. Der Zufluß zum Brunnen wird dabei immer geringer und hört schließlich ganz auf, worauf die Grundwasserströmung ebenso vor sich geht, als wenn der Brunnen nicht vorhanden wäre. Aus dieser Erwägung ergibt sich der Einfluß des Brunnens auf den Stand und die Bewegung des Grundwassers. Der Einfluß reicht nur so weit, als eine Senkung des Grundwasserspiegels stattfindet, er erstreckt sich niemals über die von der Beschaffenheit des Grundwasserträgers abhängige und theoretisch nicht zu berechnende Absenkungsweite hinaus. Es verhält sich mit dieser ähnlich wie in offenen Wasserläufen (vergl. Artikel 32). Obwohl eine geringfügige Absenkung wahrscheinlich noch in großer Entfernung von dem Brunnen vorhanden ist, so hat diese doch in dem Grenzgebiete fast gar keinen Einfluß mehr auf die Bewegung des Grundwassers. Die Absenkung ist meistens schon in 100 bis 200 m Abstand vom Brunnen selbst dann sehr gering, wenn sie im Brunnen 2 bis 3 m beträgt Unter der Annahme, daß die Absenkungskurve eine Parabel ist (vergl. Artikel 7), läßt sie sich bestimmen, wenn der Grundwasserstand in dem Brunnen und in einem benachbarten Standrohr beobachtet wird; man kann alsdann die Einflußweite mit ziemlicher Sicherheit einschätzen.

Wenn es sich darum handelt, auf einer gegebenen Grundfläche möglichst viel Grundwasser zu gewinnen, so wird der Zweck durch Ausführung einer Anzahl kleiner Brunnen vollständiger erreicht als mit einem oder wenigen Brunnen von großem Durchmesser. Wo eine Wassergewinnungsanlage aus mehreren einander benachbarten Brunnen besteht, verbindet man diese häufig in solcher Weise miteinander, daß die Entnahme nur aus einem Brunnen stattfindet, dem das Wasser der übrigen Brunnen zufließt. Das Verbindungsrohr kann zur Erleichterung der Ausführung heberartig angelegt werden, sofern die zulässige Saughöhe (theoretisch 10,3 m, praktisch 8 m) nicht überschritten wird. Im Ruhezustande steht alsdann das Wasser in allen Brunnen gleich hoch, sobald aber der Wasserspiegel an der Entnahmestelle gesenkt wird, treten auch die Heber in Tätigkeit.

11. Rohrbrunnen. Für Kesselbrunnen ist die Grenze der praktischen Anwendbarkeit etwa bei 25 m Tiefe anzunehmen. Bei

größeren Tiefen sind Rohrbrunnen anzuwenden, die trotz ihres meist kleinen Durchmessers im allgemeinen ergiebiger als Kesselbrunnen sind, weil sie gewöhnlich tiefer in den Grundwasserträger hineinreichen und das Wasser nicht bloß von unten, sondern vorzugsweise durch die Wandungen aufnehmen. Überdies wächst die Ergiebigkeit überhaupt bei allen Brunnen langsamer als der Durchmesser.

Die einfachsten Rohrbrunnen heißen Rammpumpen oder nach ihrer bemerkenswerten Verwendung im Feldzuge der Engländer gegen den Abessinierkönig Theodor im Jahre 1868 Abessinierbrunnen. Sie sind besonders für vorübergehende Zwecke sehr geeignet und bestehen aus einem schmiedeeisernen, unten mit Stahlspitze oder Schraube versehenen Rohr von 25 bis 80 mm Weite und einer aufgeschraubten Saugepumpe. Der untere Teil des Rohrs oder der Sauger ist auf 0,6 bis 1 m Länge oder auch noch höher hinauf mit 3 bis 6 mm weiten Löchern oder Schlitzen versehen und zur Verhütung des Rostens verzinkt. Zur Abhaltung feinen Sandes, und um die Löcher vor dem Verstopfen zu schützen, wird häufig als Überzug ein Gewebe aus Kupfer- oder Messingdraht, und im Innern dicht über dem durchlöcherten Teil ein einfaches Kugelventil angebracht. Das Eintreiben in den Boden geschieht durch Rammen oder Einschrauben, bisweilen unter gleichzeitiger Anwendung der Wasserspülung. Man hat dadurch ausnahmsweise Tiefen bis zu 20 m im Tonboden und gegen 40 m im Sandboden erreicht, die gewöhnliche Tiefe der Abessinierbrunnen beträgt aber nur 5 bis 10 m. Bei größeren Tiefen ist in dichtem und tonhaltigem Boden ein Vorbohren zu empfehlen. Beim Einrammen wirkt der durchlochte Rammbär auf einen durch ein Klemmfutter an dem Rohre befestigten Rammkopf, oder es schlägt ein im Innern des Rohres auf und ab bewegter langgestreckter Stempel mit Stahlkopf auf die Oberfläche der massiven Rohrspitze. Das Einschrauben ist bei Tiefen über 6 m selbst in weichem Boden gewöhnlich nicht mehr anwendbar. Der Überzug wird gewöhnlich in 2 bis 3 Lagen übereinander angebracht, und man wählt je nach der Bodenbeschaffenheit solchen mit 300 bis 900 Maschen auf 1 qcm.

Die einfachen Abessinierbrunnen sind nur für Rohrweiten bis 80 mm und Tiefen bis zu etwa 10 m üblich. Für größere Abmessungen werden die Rohrbrunnen gebohrt, wobei meist ein Futterrohr nötig ist. Futterrohre bis 400 mm Weite werden aus Schmiedeeisen durch Patentschweißung hergestellt, größere durch Nietung; es werden auch Gußeisenrohre verwendet. Nach Fertigstellung des Bohrlochs bringt man eine Schüttung aus Kies von verschiedener, nach oben zunehmender Korngröße ein und zieht

das Futterrohr nahe bis zur Oberkante dieser Schüttung hoch; der Brunnen ist dann fertig. Dies ist die einfachste Anordnung. Eine andere Bauweise besteht darin, daß man die Kiesschüttung fortläßt und einen Filterkorb aus durchlöchertem Eisen- oder Kupferrohr mit mehrfacher Umhüllung von Metallgewebe einsetzt. Der Filterkorb wird mit feinem Kies umschüttet und dann das Futterrohr wie vorhin angehoben. Man bringt auf dem Filterkorb auch ein besonderes Saugrohr in dem Bohrloch an, das Futterrohr kann dann ganz ausgezogen werden. Das Saugrohr wird manchmal aus Kupferblech hergestellt. Wo die wassergebende Schicht aus so feinem Sande besteht, daß sich schon bei mäßigem Wasserzufluß Triebsand bildet, ist unten im Futterrohr eine Betondecke anzubringen, worauf man das Saugrohr mit mehreren Hilfszylindern umgibt, die ringförmigen Zwischenräume mit Kies von verschiedener Korngröße füllt und dann die Hilfszylinder nebst Futterrohr auszieht. Man erhält dadurch rund um das Saugrohr lotrechte Filterschichten, deren Korngröße von innen nach außen abnimmt.

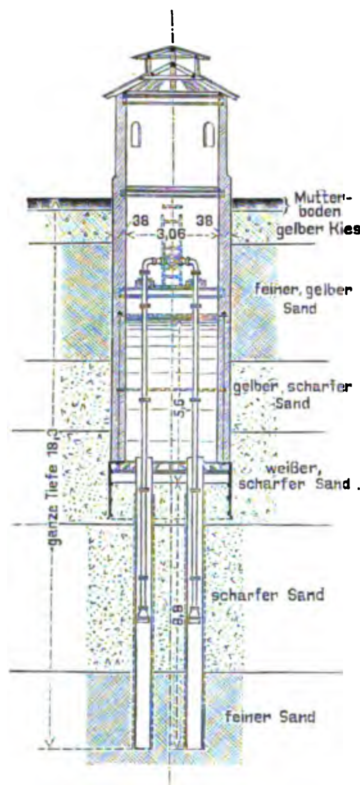
Wenn der Boden von ungleicher Korngröße ist und auch gröbere Teile enthält, findet beim Betriebe von selbst eine Auswaschung des feinen Sandes statt und es bildet sich mit der Zeit ein grobkörniges Filter, welches geeignet ist, das spätere Versanden des Brunnens zu verhüten. Zugleich wird die Beschaffenheit des Wassers besser und auch die Ergiebigkeit nimmt zu, indem das Grundwasser in der grobkörniger gewordenen Umgebung leichteren Zugang zu dem Brunnen findet. Es muß aber der anfangs angesammelte Sand entfernt werden können. Starke Wasserentnahme bei dem Beginne des Betriebes ist daher für den Rohrbrunnen noch mehr als für Kesselbrunnen zu empfehlen.

Ein weiter Brunnenkessel hat vor einem engen Bohrloch den Vorzug, daß das Wasser, welches vielleicht nur langsam eindringt, sich darin ansammelt und daß sonach ein Vorrat für zeitweilig eintretenden starken Bedarf vorhanden ist. Dieser Zweck wird aber schon erreicht, wenn der Kessel nur wenig unter den Grundwasserstand hinabreicht, während die Ergiebigkeit des Brunnens dadurch, daß man ihn tiefer in den Grundwasserträger einsenkte, vielleicht erheblich zu steigern sein würde. Alsdann wird es geraten sein, ein Rohr in die Sohle des Kesselbrunnens einzusenken, so daß man einen Kessel- und Rohrbrunnen erhält.

Solche Anlagen sind in neuerer Zeit häufig zur Ausführung gekommen, u. a. bei der Wasserversorgung von Minden i. W. Der Kesselbrunnen ist daselbst 3,06 m weit und etwa 10 m tief und erhält das Grundasser nicht durch die Wandungen, sondern nur durch die Sohle, welche durch eine 1,5 m starke Kiesschüttung

vor dem Eindringen des feinen Sandes geschützt ist. Von der Sohle führen zwei 500 mm weite und 9,80 m lange Rohre hinunter, welche unten geschlossen, in den Wandungen auf 8,4 m Länge durchlocht und mit doppeltem, über aufgelötete Drähte gespannten Metallgewebe bezogen sind und als Filterkörbe wirken. Die Einbringung der Rohre erfolgt nach Versenkung von 750 mm weiten Futterröhren, welche später ausgezogen werden, nachdem der ringförmige Raum zwischen Futterrohr und Filterkorb mit feinem Kies gefüllt worden war. Das Wasser wird durch Saugrohre entnommen, welche in die Filterkörbe hinabreichen; jeder Brunnen liefert täglich etwa 800 cbm (vergl. Abb. 4).

Abb. 4.



Durch Rohrbrunnen lassen sich dem Grundwasser recht erhebliche Wassermengen entnehmen, weshalb sie vielfach zur Wasserversorgung für Fabriken und selbst für ganze Städte angewandt werden. Allerdings ist dann eine große Anzahl erforderlich, was aber bei ihren geringen Kosten und der Möglichkeit, auf kleinem Raume zahlreiche Brunnen anzulegen, nicht nachteilig ist. Ein einzelner Abessinierbrunnen kann bei 25 mm Rohrweite etwa 0,6 sl, und bei 80 mm Weite 2,5 sl und darüber liefern, dies gibt täglich in einem Falle rund 52, im anderen 215 cbm Wasser. Die Stadt Brooklyn bezieht täglich 84000 cbm aus einer großen Zahl 5 cm weiter Rohrbrunnen, welche in langen Doppelreihen derartig angebracht sind, daß die beiden Reihen 5 m Abstand voneinander haben, und die Brunnen in jeder Reihe etwa 4 m auseinanderstehen. Jeder Brunnen liefert etwa 2,5 sl.

12. Artesische Brunnen. In den Bohrlöchern erhebt sich das Wasser, sobald der Grundwasserträger nach Durchbohrung einer undurchlässigen Schicht erreicht wird, häufig zu bedeutender Höhe über die Oberfläche der wasserführenden Schicht, es steigt wohl gar bis über die Bodenoberfläche, wo es dann frei ausströmt. Gebohrte Brunnen mit freier Ausströmung des Wassers nennt man

artesische, weil sie in der Landschaft Artois in Frankreich fast überall erbohrt werden können, in besonders großer Zahl vorhanden sind und allgemeine Aufmerksamkeit erregt haben. Bekannt waren sie aber schon im Altertum und dienten in Ägypten zum Bewässern der Oasen, während die ältesten Ausführungen den Chinesen zuzuschreiben sein dürften, welche das Seilbohren erfunden und Brunnen zur Gewinnung von Salzsole in großer Zahl und bis 1200 m Tiefe erbohrt haben. Artesische Brunnen von großer Tiefe hat man gegenwärtig in vielen Ländern, und ihre Zahl nimmt infolge der Vervollkommnung der Bohrtechnik stetig zu.

Das eigentliche Gebiet der artesischen Brunnen sind die Flözgebirge, und vorzugsweise finden sich in und unter der Kreide geeignete Wasseradern. Hier bildet das durchsickernde Wasser durch Auflösung der Kreide weite Wasseradern und förmliche Höhlungen, welche oft große Wassermassen aufzunehmen vermögen. Hat nun die Kreideschicht eine geneigte Lage, so ist klar, daß beim Anbohren einer tieferen Stelle der mit Wasser gefüllten langgestreckten Spalte das Wasser in dem Bohrloche in ähnlicher Weise aufsteigen muß als in einer angebohrten Druckrohrleitung. Wenn die Oberfläche des Bohrlochs niedriger liegt als der Stand des Wassers in der unterirdischen Ader, so wird freie Ausströmung aus dem Bohrloche stattfinden, bis durch den Abfluß eine entsprechende Senkung des Wasserstandes der Ader eintritt. Aus diesem Beispiele lassen sich die geognostischen Verhältnisse, welche bei Bohrbrunnen einen günstigen Erfolg herbeigeführt haben oder erwarten lassen, im allgemeinen beurteilen.

Wasseradern, die einen reichen Zufluß gewähren, können nur in einem klüftigen Gestein oder in ausgedehnten Spalten gesucht werden, Urgebirge geben keine überfließenden Brunnen. Diejenigen Brunnen, welche den Felsboden nicht erreichen und nur zu den Sand- und Kiesschichten im aufgeschwemmten Boden herabgeführt sind, pflegen weniger ergiebig zu sein; aber aus wasserführenden Schichten, die unter einer Kreideschicht liegen, sprudelt das Wasser oft mit großer Heftigkeit reichlich empor.

Die Höhe, zu welcher das Wasser steigt, ist sehr verschieden, und ebenso verschieden ist die Reichhaltigkeit der artesischen Brunnen; selbstverständlich gibt ein Brunnen um so weniger Wasser, je höher man dieses ansteigen läßt, denn mit der Steighöhe nimmt der Druck zu, und das Wasser ergießt sich dann um so stärker in andere natürliche Abzugskanäle. In jedem Brunnen gibt es eine gewisse Höhe, zu der das Wasser ohne abzufließen nur eben noch ansteigt. Durch Senkung der Ausflußöffnung wird umgekehrt eine Steigerung der Ergiebigkeit erzielt.

Wenn ein artesischer Brunnen, der nur wenig Wasser liefert, vertieft wird, so erreicht man zuweilen in einer tieferen Schicht einen reicheren Quell. Mitunter trifft man aber auch beim Tieferbohren Schichten, die nach ihrer Beschaffenheit wasserleitend sind und bis dahin von oben her nicht gespeist waren, wohl aber am unteren Ende einen Abfluß haben. Dann wird das in dem Bohrloche befindliche Wasser in sie abfließen, und man erhält einen ableitenden Brunnen. Ein solcher ist bisweilen das bequemste Mittel, um überflüssiges oder unreines Wasser los zu werden. Übrigens unterscheiden sich solche Brunnen nicht wesentlich von den gewöhnlichen; jeder artesische Brunnen gibt Wasser, wenn sich die Steigröhre nicht bis zu der Höhe erhebt, welche dem Drucke in der wasserführenden Schicht entspricht, im entgegengesetzten Falle kann er zugeführtes Wasser verschlucken.

Durch Erbohrung eines artesischen Brunnens erhält die unterirdische Wasserader neben ihrem bisherigen Abfluß einen neuen, und je kräftiger dieser wirkt, um so weniger Wasser wird bei gleichem Zuflusse jener abführen. Daraus erklärt es sich, daß bisweilen durch Erbohrung eines zweiten Brunnens die Ergiebigkeit des ersten, durch dieselbe Wasserader gespeisten Brunnens merklich geschwächt wird. Auch die vielfach beobachteten, dem Tidewechsel entsprechenden Schwankungen der Wassermenge von artesischen Brunnen in der Nähe des Meeres oder der Tideströme lassen sich in ähnlicher Weise erklären. Denn die erbohrte wasserführende Schicht hat ihren natürlichen Abfluß in das Meer oder den Tidestrom und wenn deren Spiegel steigt, so wird der natürliche Abfluß der wasserführenden Schicht geschwächt und der künstliche Abfluß durch das Bohrloch gekräftigt. In der Vega von Murcia in Spanien, wo seit 1870 mehr als 80 artesische Brunnen für Bewässerungszwecke angelegt sind, hat man jedoch eine Abnahme der Ergiebigkeit infolge der Anlage benachbarter neuer Brunnen nicht bemerkt, obwohl der Abstand bisweilen nur 100 m beträgt. Diese Brunnen sind durchschnittlich nur 35 m tief, kosteten durchschnittlich 2000 Mk. und haben 10 bis 12 cm lichte Weite. Das Wasser steigt bei einzelnen Brunnen bis 6 m über die Bodenoberfläche, während es in anderen darunter bleibt und durch Pumpen. die durch Windmühlen getrieben werden, gehoben wird. Die Ergiebigkeit liegt zwischen 3 und 20 sl und beträgt durchschnittlich etwa 8 sl. Zahlreiche Brunnen werden nach Stunden oder Tagen verpachtet, wobei sich der Erlös unter Umständen auf über 1 Pf. für 1 cbm Wasser stellt.

Die beim Bohren angetroffenen Quellen sind bisweilen so reich und brechen plötzlich mit so großer Heftigkeit und Stärke

hervor, daß dadurch große Verlegenheiten entstehen können. Die Röhren lassen sich dann nicht absperren, indem der Pfropfen immer mit großer Heftigkeit herausgeworfen wird, bevor man ihn fest eintreiben kann. Auch dringt das Wasser wohl seitwärts neben der Röhre hervor, und letztere kann sogar ganz herausgeschleudert werden. Das sicherste Mittel ist in solchen Fällen, den Zufluß des Wassers nicht etwa sogleich gewaltsam hemmen zu wollen, was doch nicht gelingen würde, sondern zuerst die Steighöhe des Wassers in geeigneter Weise zu vergrößern und dadurch größeren Gegendruck zu erzeugen, inzwischen aber für freien und unschädlichen Abfluß des Wassers zu sorgen.

Die Ausführung der artesischen Brunnen gehört in das Gebiet der Bohrtechnik, weshalb hierüber nur im allgemeinen bemerkt wird, daß die Bohrlöcher gut verrohrt werden müssen, um den Zutritt von unbrauchbarem Wasser aus Zwischenschichten sowie den Abfluß des in der Tiefe erbohrten Wassers in ableitende Schichten zu verhüten.

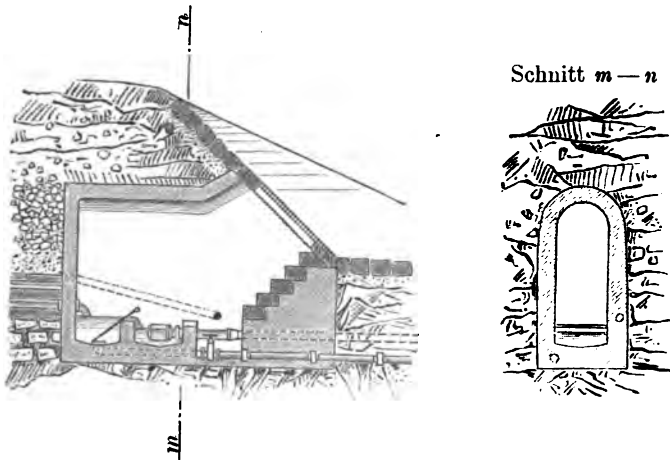
Die Ergiebigkeit artesischer Brunnen ist im Verhältnis zu den aufgewendeten Kosten gewöhnlich nur gering, und die Versuche, sie für größere Wasserversorgungszwecke, z. B. zur Speisung von Kanälen und Hafenbecken anzuwenden, sind nirgends gelungen. Ihr wichtigster Zweck bleibt die Wasserbeschaffung für den häuslichen Bedarf, für Fabriken und zur Bewässerung von Gärten und anderen Kulturen. Im allgemeinen sind Brunnen, welche 5 sl Wasser oder 400 bis 500 cbm täglich geben, schon ziemlich selten, doch kommen auch Beispiele vor, daß sie 20 bis 30 sl liefern. Der Brunnen von Passy, welcher freilich auch fast 600 m tief und 0,75 m weit ist und über eine Million Franken kostete, liefert sogar täglich 6000 cbm oder rund 70 sl. Dieser im Jahre 1861 vollendete Brunnen lieferte in der ersten Zeit seines Bestehens sogar 230 sl, gleichzeitig verminderte sich die Ergiebigkeit des $2^1/_2$ km entfernten und ebenso tiefen artesischen Brunnens bei Grenelle von früher 10,5 auf 9 sl. In Algier gibt es artesische Brunnen, welche 50 sl und mehr Wasser liefern und etwa 70 m tief sind. In New-York wurde 1880 ein 640 m tiefer Brunnen für das Fifth Avenue Hotel gebohrt, und auch in anderen Städten Nordamerikas, wie auch in Ungarn und Italien sind neuerdings artesische Brunnen von großer Tiefe ausgeführt worden.[1]) Der Unglücksbrunnen in Schneidemühl hat zeitweise etwa 60 sl Wasser mit 12 bis 14 vH. Schlammgehalt ausgeworfen.[2])

---

[1]) Zentralbl. der Bauverw. 1888, S. 420.
[2]) Zentralbl. der Bauverw. 1893, S. 277.

13. Brunnenstuben. Wo das Grundwasser als Quelle zutage tritt, besteht das gewöhnliche Mittel zu seiner Nutzbarmachung in der Herstellung einer Brunnenstube. Derartige Einrichtungen sind am einfachsten bei den von unten hervorbrechenden Quellen und bestehen dann aus einem brunnenartigen, in den Seitenwänden wasserdicht gemauerten Behälter, in welchem das aufsteigende Quellwasser gesammelt und aus welchem es geschöpft oder fortgeleitet wird. Liegt die Quelle an einem Abhange, so läßt man das Wasser durch die bergseitige Wand des Behälters eintreten, und dieser erhält gewöhnlich zwei Abteilungen behufs vollständiger Ausscheidung der mitgeführten feinen Sandteilchen. Die mit Schlitzen versehene bergseitige Umfassungsmauer wird häufig mit durchlässigem Material hinterpackt, und nicht selten treibt man in der Richtung der Quelle noch Stollen vor, um sie vollständiger zu erschließen. Die nachstehende Abbildung zeigt eine solche Brunnenstube im Längen- und Querschnitt.[1])

Abb. 5.



Die Quellen sollen tunlichst auf der undurchlässigen Schicht abgefangen und die Brunnenstuben und Stollen dementsprechend tief angelegt werden. Eine Überdeckung ist erforderlich, um fremdes Wasser fernzuhalten, sowie zum Schutz gegen Verunreinigungen und zur Ermäßigung der Temperaturschwankungen. Die Brunnenstube muß behufs Reinigung und Ausbesserung von außen zugänglich sein, ferner Vorrichtungen zum Lüften und zur Entleerung sowie einen selbstwirkenden Überlauf haben.

---

[1]) S. Becker, Ausgef. Konstr. des Ingenieurs, 8. Heft, Leipzig 1883, S. 64 u. Handb. d. Ing.-Wiss. III. T., 3. Bd., 4. Aufl., S. 202.

Häufig wird eine Gruppe einzelner Quellen in eine gemeinschaftliche Sammelstube geleitet, wobei für die Einzelquellen kleine Fassungen genügen. Wo das Eindringen von unreinem Wasser zu befürchten ist, muß auch die Sohle der Brunnenstube wasserdicht hergestellt werden.

Brunnenstuben von großer Ausdehnung, die zugleich Sammelbecken sind, werden auch Wasserschlösser genannt. Zu den größten Anlagen dieser Art gehört das Wasserschloß Kaiserbrunn der Wiener Hochquellenleitung, worin die aus klüftigem Kalkstein hervortretenden mächtigen Quellen gesammelt werden; es kann über 500 cbm aufnehmen. Zwei bergmännisch in den Felsen hineingetriebene Stollen verstärken die Zuflüsse.[1]) Noch größer sind die an dem Abhange des Corcovado angelegten Wasserschlösser, welche zur Aufnahme des Quellwassers für die Versorgung der brasilianischen Haupttadt Rio de Janeiro dienen.

Die vorerwähnten Stollen, welche im Anschlusse an Brunnenstuben bisweilen angelegt werden, haben den Zweck, den Wasseradern, welche die Quellen speisen und welche vielleicht noch anderen Abfluß haben, den Zutritt zu der Quelle zu erleichtern und sie in stärkerem Maße heranzuziehen. Jedoch sind die Stollen, welche in Längen von mehreren Kilometern zur Ausführung gekommen sind, des Wasserandranges wegen schwierig herzustellen und sehr kostspielig. Ferner ist zu berücksichtigen, daß die Stollen, wenn sie sehr lang sind, eine Verminderung des in den Erd- und Felsschichten aufgespeicherten Wasservorrates zur Folge haben, und da in trockenen Zeiten die Quellen nur aus diesem Vorrate gespeist werden, so ist stets zu gewärtigen, daß der Stollen, welcher im allgemeinen die Ergiebigkeit der Quelle steigert, auch die Ergiebigkeitsschwankungen vergrößert und möglicherweise eine Verminderung der kleinsten Ergiebigkeit herbeiführt. Auch die Senkung des Grundwasserstandes, welche durch einen tief in das Innere hineinreichenden Stollen in großer Ausdehnung verursacht werden kann, muß in jedem Falle wegen der möglicherweise eintretenden nachteiligen Folgen sorgfältig berücksichtigt werden.

Einfacher als die zur Gewinnung von Trinkwasser dienenden Brunnenstuben sind die für Bewässerungszwecke dienenden Quellenfassungen, welche in großer Zahl in der Lombardei vorhanden sind. Hier findet eine starke Grundwasserströmung statt, und die wasserführende Schicht liegt häufig in geringer Tiefe unter der Oberfläche. An solchen Stellen gräbt man Teiche und senkt darin hölzerne Tonnen ohne Boden ein, welche 2 bis 3 m lang und 1 m weit sind, neuerdings an Stelle der Tonnen auch eiserne

[1]) Handb. d. Ing.-Wiss. III. T., 3. Bd., 1904, S. 204.

Röhren von 8 bis 10 cm Durchmesser und 3 bis $4^1/_2$ m Länge. Die Teiche werden etwa 100 m lang und 20 bis 40 m breit angelegt, die Sohle in solcher Tiefenlage, daß sich die Wassertiefe auf 0,5 bis 1 m stellt. Die Tonnen oder Röhren erleichtern den Zufluß des Wassers, und dieses wird durch Bewässerungsgräben nach tiefer liegenden Flächen hingeleitet.

14. Sammelkanäle. Die unterirdischen Grundwasserströme sind an manchen Stellen sehr breit und ergiebig. Insbesondere finden sich solche Ströme, wie schon im Artikel 7 erwähnt wurde, in der Nähe von Flußbetten zwischen Berghängen und Niederungen. Ist hier der Grundwasserträger, d. i. die wasserführende Bodenschicht, von großer Mächtigkeit, oder liegt sie tief unter der Oberfläche, so sind Brunnen zur Wassergewinnung am geeignetsten. Wo indessen das Bett des Grundwasserträgers, also die unter diesem liegende undurchlässige Schicht in geringer Tiefe angetroffen wird, läßt sich das Grundwasser gewöhnlich am vollständigsten und leichtesten durch Sammelkanäle abfangen.

Alle Sammelkanäle sind annähernd rechtwinklig zur Strömungsrichtung des Grundwassers anzulegen. Sie sind um so ergiebiger, je vollständiger sie den Grundwasserträger durchschneiden oder in diesen eingebettet sind.

Offene Gräben sind nur in seltenen Fällen anwendbar, jedoch findet man sie in großer Ausdehnung in den holländischen Dünen. Das Wasser ist darin der Verunreinigung und den Temperaturveränderungen ausgesetzt, es bildet sich Pflanzenwuchs und tierisches Leben, durch Verdunstung entstehen Wasserverluste, und es sind häufige Reinigungen notwendig, auch wird der Abfluß im Winter durch Eisbildung und Schneewehen gestört.

Am häufigsten bestehen die Sammelkanäle aus durchlochten Rohrleitungen, sie werden dann Sammelrohre genannt. Die Rohre können aus Eisen, Zementbeton oder gebranntem Ton hergestellt werden. Den Öffnungen, entweder runde Löcher oder kurze Schlitze, gibt man mindestens 8 mm Weite, um ein Verstopfen durch Sinterung oder (bei Eisen) durch Rost zu vermeiden. Die Gesamtgröße aller Öffnungen darf nicht zu gering bemessen werden, damit die Eintrittsgeschwindigkeit selbst bei der größten Wasserentnahme klein genug bleibt, um die in der wasserführenden Schicht vorhandenen feinen Sandteilchen nicht in Bewegung zu setzen. Eine Geschwindigkeit von 5 bis 6 mm in der Sekunde ist als zulässig anzusehen, es darf jedoch nicht die ganze Fläche der Öffnungen in Rechnung gestellt werden, sondern nur der nicht durch Kiesstückchen versperrte Teil, welcher etwa 60 bis 70 vom Hundert der ganzen Fläche beträgt. Demnach berechnet sich die not-

wendige Größe der Öffnungen unter der Annahme, daß ihre ganze Fläche mit 3 bis 4 mm sekundlicher Geschwindigkeit durchströmt werden darf, und es muß also mindestens 1 qm Fläche der Eintrittsöffnungen

für 3 bis 4 l Wasser in der Sekunde oder
„ 10 „ 15 cbm „ „ „ Stunde

vorhanden sein, während die wirklich zu gewinnende Wassermenge durch die Vergrößerung der Eintrittsöffnungen natürlich nicht beliebig gesteigert werden kann. (Vergl. Art. 10 u. 16.)

Das Sammelrohr muß äußerlich mit einer schützenden Hülle von Steinschlag oder gewaschenem und gesiebtem Kies umgeben werden, dessen Korngröße von innen nach außen wie bei den Filterschichten abnimmt. Die Überschüttung erfolgt bis zur Höhe des Grundwasserspiegels mit Kies oder Sand und ist zweckmäßigerweise mit einer 30 bis 50 cm starken Lehmdecke abzudecken, um das obere unreine Wasser abzuhalten.

Um die niemals ganz zu vermeidenden Sandablagerungen beseitigen zu können, sind besteigbare Schächte mit vertiefter Sohle, ähnlich wie bei den städtischen Entwässerungskanälen einzuschalten. An dem unteren Ende mündet das Sammelrohr in einen Sammelschacht.

Unter günstigen Umständen können ziemlich bedeutende Wassermengen durch Sammelkanäle gewonnen werden. Beispielsweise werden einem 1500 m langen und 0,45 bis 0,65 m weiten Sammelrohr der Dresdener Wasserwerke täglich bis zu 50 000 cbm entnommen, also 33,3 cbm für 1 m Länge,[1]) und der Sammelkanal am Ufer der Scrivia, welcher für die Wasserversorgung von Genua dient und 1,5 m breit, 2,1 bis 2,4 m hoch ist, soll niemals weniger als 79,6 cbm für 1 m Länge täglich liefern. Dieser Kanal durchschneidet eine mächtige Kiesschicht und ist bis zu dem sie tragenden Fels hinuntergeführt, weshalb er nur an der stromaufwärts gelegenen Seite mit Einlaßöffnungen versehen ist. Eine Sammelrohranlage für die Wasserversorgung von Hannover gab dagegen nicht die Wassermenge von 25 000 cbm, auf welche man nach dem Ergebnisse von Versuchsschlitzen und Versuchsbrunnen sicher rechnen zu dürfen glaubte, sondern nur 14 000 cbm täglich bei 920 m Länge und 0,80 m Weite des Sammelrohrs, also nur 15,2 cbm täglich oder etwa 0,18 sl für 1 m Länge.[2])

Werden unterhalb des Niedrigwasserstandes der Flüsse an deren Ufern Sammelrohre in die wasserführenden Schichten gelegt, so liefern sie ein Gemisch von Grundwasser und natür-

[1]) Salbach, Das Wasserwerk der Stadt Dresden. Halle 1876.
[2]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 189 u. 1885, S. 112.

lich filtriertem Flußwasser. Das Mengenverhältnis beider Bestandteile ist von der Durchlässigkeit des Flußbettes, von dem Abstand zwischen Ufer und Sammelrohr sowie von der Größe der Absenkung abhängig und gibt sich in der Temperatur und Beschaffenheit des Leitungswassers zu erkennen. Derartige oft lediglich zur Gewinnung von gefiltertem Flußwasser ausgeführte und unter dem Namen Filtergänge bekannte Anlagen bestehen aus breiten Sammelkanälen mit offener Sohle. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Ergiebigkeit dieser Gänge keineswegs der Vergrößerung ihrer Breite entsprechend gesteigert wird.

15. Sammelbecken. Die Teiche und Seen sind natürliche Ansammlungen von Wasser. Sie nehmen das in ihrem Sammelgebiete oberirdisch teils wild, teils in offenen Wasserläufen abfließende Wasser auf und werden außerdem durch das ihnen unterirdisch zufließende Grundwasser sowie durch die unmittelbar auf ihre Oberfläche niederfallenden Niederschläge gespeist. In ähnlicher Art geben sie Wasser ab, nämlich durch oberirdischen und unterirdischen Abfluß und durch Verdunstung. Ihr Wasservorrat nimmt innerhalb eines bestimmten Zeitraumes zu oder ab, je nachdem die Summe aller Zuflüsse größer oder kleiner als die Summe der Abflüsse ist. Der Vorrat läßt sich vermehren durch Hemmung des Abflusses, wobei der Wasserspiegel steigt. In solcher Weise entstehen künstliche Sammelbecken, welche nur ausnahmsweise durch Ausgrabung, gewöhnlich durch Anstauung des Wassers hergestellt werden.

Die Sammelbecken sind wegen ihrer ausgleichenden Wirkung für die Wassergewinnung von Bedeutung; plötzliche starke Zuflüsse werden teilweise aufgespeichert, und der hierbei angesammelte Vorrat kann zur Verstärkung der Wasserabgabe in wasserarmen Zeiten oder für zeitweiligen größeren Bedarf nutzbar gemacht werden.

Ein in Zeiten mit großen Niederschlägen gefülltes Sammelbecken leistet wichtige Dienste für die verschiedensten Arten der Wasserversorgung und Wasserbenutzung, insbesondere für die Speisung von Wasserleitungen und Schiffahrtskanälen, für die gewerbliche Verwertung von Wasserkräften und, was für heiße Länder am allerwichtigsten ist, für landwirtschaftliche Bewässerungen.

Das in Sammelbecken zurückgehaltene Wasser wird auch zur Spülung von Hafenbecken benutzt, und die Flußschiffahrt kann zur Niedrigwasserzeit dadurch gefördert werden, daß man die Wassermenge des Flusses durch Zuschußwasser aus dem Becken vermehrt und damit die Fahrtiefe vergrößert. Am Mississippi

wird zu diesem Zwecke ein Vorrat von fast $2^1/_2$ Milliarden cbm durch Anstauung von 4 Seen angesammelt, durch deren Verwendung die Niedrigwassertiefe des Flusses um 30 cm vergrößert werden kann. Ähnliche Anordnungen sind an der Wolga getroffen [1]), und nach dem Entwurf für den Rhein-Weser-Kanal sollen im Tale der Eder, einem Nebenflusse der Fulda, bei Hemfurt in Waldeck 170 Millionen cbm Wasser in einem Sammelbecken zurückgehalten werden, um die Weser in wasserarmen Zeiten zu speisen. In den Tälern des Harzes sind schon vor langer Zeit zahlreiche Sammelbecken angelegt worden, in denen das für die Wasserkraftanlagen der Bergwerksbetriebe erforderliche Wasser aufgespeichert wird. Eine neue bedeutende Anlage ist für das Bodetal geplant. Im Wupper- und Ruhrgebiete sind neuerdings 16 Sammelbecken angelegt worden, die insgesamt 43 Millionen cbm aufzustauen vermögen. Das durch die Urfttalsperre in der Eifel geschaffene Sammelbecken mit 45 Millionen cbm Inhalt kann in trockener Jahreszeit Tag und Nacht hindurch 6 bis 9 cbm Wasser in der Sekunde abgeben.

Die im Odergebiete zur Ausführung kommenden Sammelbecken sollen nicht allein Triebwasser für gewerbliche Anlagen liefern, sie sind vielmehr hauptsächlich für den Hochwasserschutz bestimmt. Derartige Becken dürfen im gewöhnlichen Betriebe nur teilweise gefüllt sein, damit sie in Zeiten starker Niederschläge die Wassermassen zurückzuhalten vermögen, die sonst in schadenbringender Weise die Täler überschwemmen würden. Die 7 Sammelbecken des Wienflusses bei Weidlingau, unmittelbar oberhalb der Stadt Wien, bezwecken lediglich den innerhalb des Stadtgebietes eingeengten Fluß bei Sturzregen zu entlasten. Von der 600 cbm sekundlich zufließenden Hochwassermenge werden 200 cbm/sek von den seitlichen Sammelbecken aufgenommen. Wenn die Becken gefüllt sind, ist erfahrungsgemäß der Hauptwasserandrang vorüber.[2])

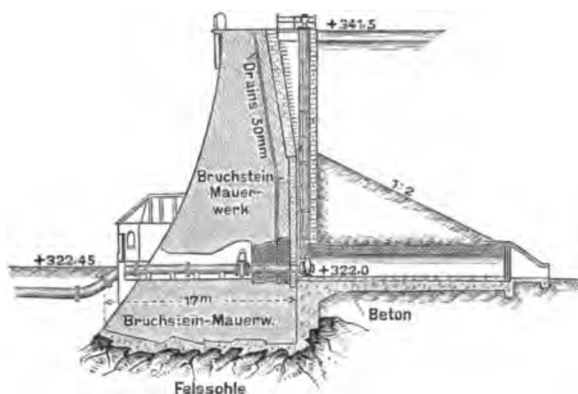
An jedem Sammelbecken müssen Einrichtungen zur Ableitung des Gebrauchswassers und zur Entfernung des überflüssigen Wassers getroffen werden, häufig ist auch auf die gänzliche Entleerung behufs Reinigung oder Vornahme von Ausbesserungsarbeiten Bedacht zu nehmen. Abb. 6 zeigt eine das Staubecken abschließende Mauer mit den Einrichtungen für die Ableitung des Wassers. Der Boden darf nicht durchlässig sein. Bei losem, aber undurchlässigem Untergrund werden auch Staudämme angelegt, deren Ausführung dann eine ganz besondere Sorgfalt erfordert.

[1]) V. intern. Binnenschiffahrts-Kongreß zu Paris 1892. 4. Frage, v. Hoerschelmann: Die hauptsächlichsten Wasserbehälter in Rußland.

[2]) Zeitschr. des Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 2.

Die Größe der anzulegenden Sammelbecken und der in ihnen aufzuspeichernden Wassermengen ist nach den örtlichen Verhältnissen und den jedesmaligen Bedürfnissen zu bemessen. An dieser Stelle können nur die allgemeinen Gesichtspunkte erörtert werden.

Abb. 6.



Gewöhnlich ist man bei den Sammelbecken vorzugsweise auf das in einem bestimmten Abdachungsgebiet von mäßiger Größe oberirdisch abfließende Wasser angewiesen, weshalb diese Abflußmengen so genau und sorgfältig als möglich ermittelt werden müssen. Einen Anhalt dafür bieten die an verschiedenen Punkten des Gebietes durch Regenmesser bestimmten Niederschlagsmengen und deren Verteilung auf die einzelnen Jahreszeiten oder Monate. Von den gemessenen Mengen kommt aber nur ein Bruchteil zum Abfluß, indem durch Verdunstung je nach der Wärme und Feuchtigkeit der Luft, der Beschaffenheit des Bodens und seiner Oberfläche mehr oder weniger verbraucht wird; auch von dem versickerten Wasser gelangt nur ein Teil innerhalb des Sammelgebietes wieder an die Oberfläche. Die Abflußmenge kann daher niemals genau berechnet, sondern nur näherungsweise eingeschätzt werden, wobei man auf die bei ausgeführten Anlagen gemachten Erfahrungen angewiesen ist.

Die jährliche Abflußmenge ist für kleine Sammelgebiete bis zu etwa 50 qkm in Elsaß-Lothringen, Frankreich, im Elbegebiet und im westfälischen Becken zwischen 30 und 40 vH. der Regenhöhen gefunden worden. Die Abflußmengen erreichen in anderen Fällen aber auch größere Werte, so kamen bei den Stauweihern für die Wasserleitungsanlage in Liverpool 60 vH. der Niederschläge zum Abfluß, bei dem Stauweiher für Edinburg sogar 85 vH. In dem 4.5 qkm großen Sammelgebiet des Eschbachtales bei Remscheid fließen nach genauen Messungen an der 1892 in Betrieb genommenen Talsperre im Jahresdurchschnitt 67 vH. der Niederschläge ab. Das Verhältnis stellt sich in den Wintermonaten (Oktober bis März) im Mittel auf 90 vH., in den Sommermonaten auf 41 vH. In den 9 Beobachtungsjahren schwankte das Ver-

hältnis in den Wintermonaten von 69 bis 109 vH. und in den Sommermonaten von 9 bis 65 vH.[1]) Da man für die Anlage von Sammelbecken Gebiete von geringer Durchlässigkeit zu wählen pflegt, so kann für die Jahresabflußmenge ein ziemlich hoher Bruchteil der jährlichen Niederschläge gerechnet werden, doch darf nicht einfach die durchschnittliche Regenhöhe vieler Jahre zugrunde gelegt werden, sondern einzelne trockene Jahre sind besonders zu berücksichtigen. Das Verhältnis der monatlichen Regen- und Abflußmengen ist allgemein für die einzelnen Monate sehr verschieden. In den Sommermonaten gelangt durchschnittlich bedeutend weniger Wasser zum Abfluß als im Winter. Für Deutschland läßt sich annehmen, daß durchschnittlich in den Monaten

Juli bis September	nur etwa	8	bis	12	vH.
Mai, Juni und Oktober	„ „	10	„	18	„

der monatlichen Regenmengen gesammelt werden können. Diese Angaben sollen jedoch nur einen ungefähren Anhalt für die Schätzung im allgemeinen bieten, und es darf nicht übersehen werden, daß je nach den besonderen Verhältnissen sehr große Abweichungen vorkommen. Die Verhältniszahl zwischen Regen- und Abflußmenge wächst stets mit der Dauer und Stärke des Regens und kann selbst in ziemlich durchlässigem Boden für kürzere Zeitabschnitte nahezu = 1 werden.

Wenn bei starkem Sturzregen das Wasser plötzlich in großer Menge ankommt, vermag das Sammelbecken wohl nur einen kleinen Teil des Zuflusses aufzunehmen, und indem der Überschuß als Freiwasser abgegeben werden muß, geht ein Teil des Zuflusses für die Aufspeicherung verloren. Dieser Fall wird um so häufiger und in so höherem Maße eintreten, je kleiner die Wassermenge, welche das Sammelbecken bei dem Eintreten des Sturzregens noch aufzunehmen vermag, im Verhältnis zu der Zuflußmenge des Sturzregens ist.

Die Entlastungsvorrichtungen für das Ablassen des Freiwassers müssen imstande sein, bei gefüllten Sammelbecken den stärksten Zufluß abzuführen, damit der Abfluß aus dem Sammelbecken dem Zuflusse gleich ist. Wenn jedoch ein Teil der Zuflüsse aufgespeichert werden kann, so wird nicht bloß die ganze Menge des Abflusses, sondern auch die größte sekundliche Abflußmenge des Sammelbeckens geringer ausfallen, wodurch die Hochwassergefahr für die unterhalb gelegenen Gegenden vermindert wird. In welchem

---

[1]) Karl Borchardt, Die Remscheider Stauweiheranlage, sowie Beschreibung von 450 Stauweiheranlagen. München u. Leipzig 1897.

Umfange solcher Schutz wirklich erzielt werden kann, ist in jedem Falle besonders zu untersuchen. Die bezüglichen Berechnungen sind zwar an und für sich nicht schwierig, erfordern aber insofern Vorsicht, als alle in Betracht kommenden Umstände und örtlichen Verhältnisse richtig beurteilt und in Rechnung gestellt werden müssen.

Beispiel. Das Zuflußgebiet eines Stauweihers sei = 25 qkm und sein Wasserstand 5 m unter der höchsten zulässigen Füllhöhe, der Füllraum zwischen beiden Höhen = 400 000 cbm. Bei einem Sturzregen von 5 Stunden Dauer sei die Regenhöhe = 120 mm, und es werde angenommen, daß davon 75 vH. dem Stauweiher zufließen, das Wasser von den entferntesten Stellen aber 4 Stunden zur Zurücklegung des Weges brauche. Dann entspricht der ganze Zufluß einer Regenhöhe von 120 · 0,75 = 90 mm.

Die Zuflußmenge ist

$$25 \cdot 1000 \cdot 1000 \cdot 0{,}090 = 2\,250\,000 \text{ cbm}$$

und bei der Verteilung auf 5 + 4 = 9 Stunden durchschnittlich

$$\frac{2\,250\,000}{9 \cdot 60 \cdot 60} = 69{,}5 \frac{\text{cbm}}{\text{Sekunde}}.$$

Der Zufluß ist aber in Wirklichkeit nicht gleichmäßig, sondern nimmt 4 Stunden lang stetig zu, hat dann 1 Stunde lang seinen höchsten Wert von

$$\frac{2\,250\,000}{5 \cdot 60 \cdot 60} = 125 \text{ cbm}$$

und nimmt darauf 4 Stunden lang stetig ab. Da sich der Stauweiher der Voraussetzung nach füllen soll und 400 000 cbm aufnehmen kann, so gelangen nur

$$2\,250\,000 - 400\,000 = 1\,850\,000 \text{ cbm}$$

zum Abfluß, und in welcher Weise sich dieser vollzieht, hängt von der Einrichtung der Entlastungsvorrichtung ab. Würde letztere erst dann in Wirksamkeit treten, wenn der Stauweiher seinen höchsten Stand erreicht hat, so müßte demnächst der Abfluß ebenso groß als der Zufluß werden, also ebenfalls wie dieser auf 125 cbm steigen. Wenn aber als Entlastungsvorrichtung etwa ein Überfall vorhanden ist, dessen Krone 5 m unter der höchsten Füllhöhe liegt, so wird der Abfluß gleich beim ersten Ansteigen des Wassers in dem Stauweiher, allerdings zunächst nur langsam beginnen. Ist nun ferner die Breite des Überfalls so groß, daß das Sammelbecken sich nach 5 Stunden noch nicht ganz gefüllt hat, sondern sein Wasserspiegel noch im Ansteigen begriffen ist, so ist leicht einzusehen, daß der Abfluß bis zum Aufhören des Regenfalls stets kleiner als der Zufluß sein wird und den Höchstwert des letzteren in keinem Augenblicke erreicht. Obwohl in diesem Falle keine bleibende Aufspeicherung von Wasser stattfindet, indem der Abfluß über den Überfall nach dem Aufhören des Regenfalls noch so lange andauert, bis das Wasser in dem Stauweiher auf seinen ursprünglichen Stand abgelaufen ist, so findet nichtsdestoweniger eine Ermäßigung der Hochwassermenge und der Hochwassergefahr für die unterhalb gelegenen Gegenden statt. In dem Tale des Baches Furens bei St. Etienne ist durch das Sammelbecken, dessen Verhältnisse unserem Beispiele ungefähr entsprechen, die Hochwassermenge des Baches so erheblich vermindert worden, daß die vorgenannte Stadt in wirksamer Weise gegen Überschwemmungen geschützt worden ist.

In ähnlicher Weise wie oben geschildert wirken auch die natürlichen Sammelbecken, die Teiche und Seen. Sie halten einen

Teil des Hochwassers zurück, verlangsamen seinen Ablauf und mildern für die unteren Gegenden die Veränderlichkeit der Abflußmengen. Eine Verminderung der Hochwasserschäden durch künstliche Anlage von Sammelbecken läßt sich dagegen nur in begrenzten Abwässerungsgebieten praktisch ermöglichen, denn in dem unteren Laufe großer Flüsse sind die Wassermassen, welche zur Erreichung eines solchen Zweckes aufgespeichert werden müßten, außerordentlich groß, und es würde, abgesehen von der Kostspieligkeit der Anlage der Sammelbecken, auch sehr schwierig sein, sie jederzeit zur Benutzung bereit, d. i. leer zu halten und für das Ein- und Auslassen von Wasser überall den günstigsten Zeitpunkt zu wählen. Bisweilen ist es nur einmal im Jahre möglich, das Sammelbecken anzufüllen, während in anderen Fällen der Inhalt zwei- bis viermal erneuert, also das Vielfache des Fassungsraumes im Laufe eines Jahres aufgespeichert und nutzbar gemacht werden kann.

Die Kosten der in Rheinland und Westfalen ausgeführten künstlichen Sammelbecken schwanken zwischen 9 und 170 Pfg. für 1 cbm Beckeninhalt. Sie sind dort niedrig, wo ausgedehnte Flächen von geringem landwirtschaftlichen Wert oberhalb einer Talenge mit festen, undurchlässigen Hängen liegen, so daß der das Sammelbecken abschließende Staudamm oder die Staumauer nur geringe Länge erhält und keiner schwierigen Gründung bedarf. Handelt es sich um den Bau einer Staumauer, so werden die Kosten wesentlich dadurch beeinflußt, ob gutes, lagerhaftes und druckfestes Steinmaterial in der Nähe des Bauplatzes vorhanden ist. Sehr günstig liegen die Verhältnisse für die zur Speisung der Weser in Aussicht genommenen Sammelbecken im Edertale, wo für die Aufspeicherung von 170 Millionen cbm nach dem Voranschlage nur ein Aufwand von 12,7 Millionen Mark erforderlich wird.[1])

Der untere Abschluß des Sammelbeckens erfolgt durch einen Erddamm, wenn die Stauhöhe nur gering ist (bis etwa 20 m) und wasserdichter erdiger Untergrund vorhanden ist. Bei großer Stauhöhe und felsigem Untergrund wird der Abschluß durch eine Staumauer bewirkt, vergl. Abb. 6, S. 42, welche die Lingese-Talsperre bei Marienheide darstellt.[2])

16. Filter. In den meisten Brunnen und Quellen wird ein zwar nicht chemisch reines, aber doch von schwebenden Bei-

---

[1]) Eine eingehende Besprechung der Sammelbeckenanlagen usw. findet sich u. a. in den Veröffentlichungen von E. Mattern: Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft, Berlin 1902, sowie: Die Ausnutzung der Wasserkräfte, Leipzig 1906.

[2]) Zentralbl. der Bauverw. 1901, S. 107.

mengungen ziemlich freies Wasser gewonnen, indem die Sinkstoffe in der wasserführenden Sandschicht, durch welche das Wasser meistens zufließt, zurückgehalten werden. Von dieser reinigenden Wirkung des Sandes macht man, wie früher besprochen wurde, zur Reinigung des Regenwassers in der venetianischen Zisterne Gebrauch, und das gleiche Verfahren dient allgemein zur Reinigung von Wasser im großen.

Die in dem Wasser aufgelösten Stoffe lassen sich nur auf chemischem Wege sowie teilweise durch Oxydation oder durch Lüftung entfernen. Chemische Mittel kommen zur Reinigung von Abwässern der Fabriken und von städtischem Kanalwasser vielfach zur Anwendung. Die Oxydation findet in den Flüssen statt, indem bei der Berührung des Wassers mit dem Sauerstoff der Luft die organischen Beimengungen des Wassers allmählich umgewandelt werden; dies ist die sogenannte Selbstreinigung der Flüsse, wobei die in dem Wasser enthaltenen kleinsten Lebewesen eine nützliche Rolle zu spielen scheinen. Von der Lüftung wird zur Verminderung des Gehalts an Kalk oder Eisen neuerdings bei Wasserversorgungsanlagen in geeigneten Fällen Gebrauch gemacht. Vergl. Art. 17. Zur Reinigung des Wassers für den Hausbedarf gibt es Hausfilter mancherlei Art, ihre Anwendung ist jedoch wegen der Beseitigung der zurückgehaltenen Schmutzstoffe unbequem und die rechtzeitige Reinigung unterbleibt oft. Auch die Ausscheidung der Sinkstoffe durch Abklärung, indem man das Wasser in großen Becken zur Ruhe kommen läßt, ist nur selten praktisch anwendbar und außerdem viel weniger wirksam als die Sandfilterung. Da die Sinkstoffe sich nur sehr langsam ablagern, braucht man zur Abklärung mindestens zwei, gewöhnlich drei Becken von großer Grundfläche, und diese werden kostspielig, wenn sie durch eine Verdachung vor den Sonnenstrahlen und dem Staube geschützt werden sollen.

Die Klärbecken sind jedoch nicht immer zu vermeiden, und man benutzt sie besonders für sehr trübes und schlickhaltiges Wasser, um einen Teil der Sinkstoffe darin auszuscheiden und dann das Wasser den Filterbecken zuzuführen.

Die Klärbecken erhalten gewöhnlich Wassertiefen von 3 bis 4 m, einen durch Tonschlag wasserdicht gemachten Boden und wasserdichte Umfassungsmauern. Die Ablagerungszeit beträgt 12 bis 36 Stunden. Der Abfluß liegt etwas über der Sohle, die ein mäßiges Gefälle nach einer flachen ausgemauerten Rinne erhält und nach der für die Reinigung zu benutzenden Ausflußöffnung führt.

Bisweilen findet in dem Klärbecken auch ein beständiger Zu- und Abfluß statt, in welchem Falle das Wasser stets an der Oberfläche, wo es am klarsten ist, abfließen, die Geschwindigkeit in dem Becken aber nur 1 bis 2 mm in der Sekunde betragen soll.

Beim Filtrieren des Wassers werden die darin schwebenden Erdteilchen vollständiger und schneller als bei der Abklärung ausgeschieden. Die übliche und zweckmäßigste Einrichtung besteht darin, daß das Wasser die Filterschicht von oben nach unten durchzieht und sich auf dem wasserdichten Boden des Filterbeckens in kleinen Kanälen sammelt, durch welche es der Ableitung nach dem Reinwasserbecken zufließt. Die Reinigung findet in dem feinen Sande statt, welcher die Decke des Filterbettes bildet. Unter dieser Decke sind Schichten aus gröberem Material, welche den Zweck haben, dem durch die Filterhaut durchgesickerten Wasser leichten Durchfluß nach den Abzugskanälen zu verschaffen, den Sand aber zurückzuhalten und am Mitfließen zu verhindern. Die einfachste Anordnung der unteren oder Stützschicht des Filterbettes besteht darin, daß man auf dem Boden Sickerkanäle oder Sammelrohre, welche nach der Hauptleitung führen, in mäßigen Abständen verlegt und mit nach außen allmählich feiner werdendem Kies umgibt, während der übrige Raum mit Sand ausgefüllt wird. Gewöhnlich werden die einzelnen Schichten wagerecht abgeglichen und die unterste erhält Kiesstücke von Faust- oder Walnußgröße. Dann folgen mehrere immer feinere Schichten, etwa von Haselnuß-, Bohnen- und Erbsengröße, wobei sich eine Gesamthöhe der Stützschicht von 50 bis 60 cm ergibt. Die Filterschicht soll aus gewaschenem und möglichst gleichartigem Sande von $^1/_3$ bis 1 mm Korngröße bestehen und nicht unter 50 cm stark sein; es kommen aber auch Stärken von nur 30 und bis zu 120 cm vor.

Die Wirkung des Sandfilters beruht darauf, daß zwischen den einzelnen Körnern die im Wasser enthaltenen schwebenden Beimengungen von nicht allzufeinen Sinkstoffen, Pflanzenfasern u. dergl. keinen Durchgang finden und daß sich hierdurch alsbald eine aus solchen Stoffen bestehende Decke bildet, welche nun auch die kleinsten Teile zurückhält. Dadurch erklärt es sich, daß die Filter nicht gleich beim Anlassen ganz reines Wasser zu liefern pflegen, sondern erst dann, wenn sich eine dünne Schlammschicht als Filterhaut ausgeschieden hat. Daraus erklärt sich ferner, daß alle unreinen Teile in einer dünnen oberen Schicht verbleiben und der darunterliegende Sand nur wenig verunreinigt wird.

Mit der Verstärkung der Filterhaut nimmt ihre Durchlässigkeit und damit die Leistungsfähigkeit des Filters ab. Deshalb

muß das Filter von Zeit zu Zeit außer Tätigkeit gesetzt und die oberste Schicht von 1 bis 3 cm Stärke abgeschält werden, worauf man das Filter, solange die Filterschicht noch wenigstens 30 cm stark ist, ohne sofortigen Ersatz des fortgeschafften Sandes wieder in Betrieb setzt. Der vom Filter entfernte verunreinigte Sand kann durch Wäsche zu erneuter Benutzung wieder hergerichtet werden. Die große Wichtigkeit, welche die Lieferung eines reinen und von schädlichen Keimen freien Wassers in gesundheitlicher Beziehung hat, ist der Anlaß gewesen, daß das Kaiserliche Gesundheitsamt „Grundsätze für die Reinigung des Oberflächenwassers durch Sandfiltration“ aufgestellt hat. Diese unter Mitwirkung hervorragender Ärzte und Ingenieure ausgearbeiteten und im Jahre 1898 erlassenen Grundsätze stellen u. a. die Forderung auf, daß das filtrierte Wasser in der Regel nicht mehr als 100 Keime in 1 ccm enthalten soll, und bezeichnen es als erwünscht, daß jedes Filter täglich einer bakteriologischen Untersuchung unterzogen wird.

Um sicher zu verhüten, daß Sand in die Hohlräume der Stützschicht nachfließt, wendet man in Holland vielfach die am Meeresstrande in großer Menge vorkommenden Muschelschalen zur Unterbettung des Filtersandes an. Hierbei fällt die Höhe der Hohlräume im Verhältnis zu ihrer Grundfläche überall so klein aus, daß der Sand sich unter dem natürlichen Böschungswinkel, welcher für den hier in Betracht kommenden feinen und durchnäßten Triebsand ungefähr einer fünffachen Anlage entspricht, ablagern kann. Ein derartig gelagerter Kegel behält aber seine Lage unverändert, und kein Sandkörnchen wird, wie die von Hagen angestellten Versuche ergeben haben, von dem abfließenden Wasser in Bewegung gesetzt. Das Durchfallen des feinen Sandes wird daher sehr sicher verhindert, wenn seine Unterlage Gelegenheit bietet, daß unter allen Fugen die fünffache Anlage sich bilden kann.

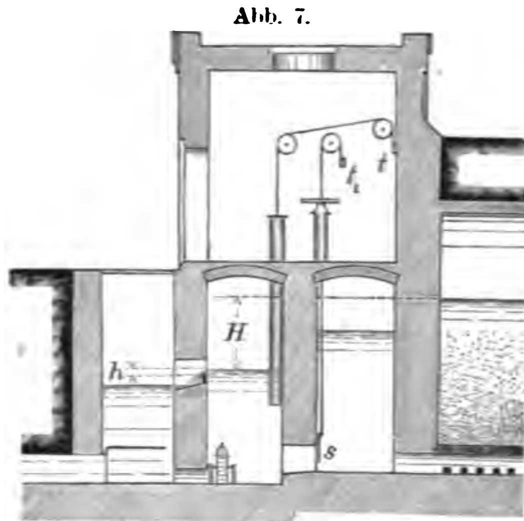
Die Ergiebigkeit des Filters hängt unter sonst gleichen Umständen von der Druckhöhe des Wassers ab, d. h. dem lotrechten Abstand des Rohwasserspiegels von dem Spiegel, welchen das Reinwasser in dem Ableitungskanal annimmt. Damit die Filtergeschwindigkeit unverändert bleibt, ergießt sich das Reinwasser meistens über Überfälle, die zwischen dem Ableitungskanal und der Zuführung zum Reinwasserbecken eingeschaltet sind. In nebenstehender Abbildung[1]) bezeichnet h die Überfallhöhe. Diese wird durch einen Schwimmer am Zeiger t kenntlich gemacht. Der Wärter hat durch den Schieber s, dessen Stellung der Zeiger t_1 angibt, den Abfluß so zu regeln, daß die Lage des Zeigers t und damit

[1]) Glasers Annalen für Gewerbe u. Bauwesen 1886, S. 50 — Filteranlagen zu Tegel und am Müggelsee.

die Überfallhöhe *h* unverändert bleibt. Auf diese Weise ist *H* die größte Druckhöhe, die das Filter erreichen kann.

Die Druckhöhe ist, wenn das Filter nach dem Reinigen in Tätigkeit gesetzt wird, sehr gering und wächst mit der Zunahme der Dicke der Filterhaut, die sich auf dem Sande absetzt.

Abb. 7.



Beim Hamburger Wasserwerk werden die Filter zur Reinigung außer Tätigkeit gesetzt, sobald die Druckhöhe den Wert von 0,6 m annimmt. Die Menge des abfließenden Reinwassers beträgt hier auf 1 qm Filterfläche 64 l in der Stunde oder 1.5 cbm täglich.

Bei zahlreichen ausgeführten Filteranlagen für Wasserwerke liegt die Ergiebigkeit zwischen 60 und 200 l für die Stunde und 1 qm Grundfläche, und zwar findet man die kleineren Werte bei solchen Anlagen, wie die Hamburger, wo besonders feine Schlickteile auszuscheiden sind, die größeren Werte da, wo das Wasser verhältnismäßig rein ist und nur wenig Keime kleiner Lebewesen enthält. Bei der nämlichen Anlage läßt sich die Ergiebigkeit durch Vermehrung der Druckhöhe steigern und dadurch der wechselnden Beschaffenheit des zu filtrierenden Wassers Rechnung tragen. Die Wassermenge wächst dabei annähernd in gleichem Verhältnisse wie die Druckhöhe.

Bei unveränderter Druckhöhe nimmt die Ergiebigkeit eines Filters ab, wenn die Filterschicht stärker wird, sie wächst dagegen unter sonst gleichen Umständen mit der Temperatur des Wassers. Sobald die Filterschicht durch wiederholtes Abschälen der Decke bis auf etwa 30 cm Stärke abgenommen hat, muß sie durch Einbringen von gewaschenem Sand ergänzt werden.

Die ganze Filterfläche einer Anlage wird zweckmäßig in mehrere Becken verteilt, welche sich einzeln ausschalten und reinigen lassen. Die obere Filterschicht muß je nach der Beschaffenheit des Wassers, bisweilen in jeder Woche entfernt werden, hält aber in anderen Fällen 1 bis 2 Monate vor. Der unreine Sand wird

gewaschen und kann dann wieder verwendet werden. Vor dem Gebrauch ist das Filter mit reinem Wasser von unten her langsam anzufüllen, damit die Luft durch die Sanddecke entweichen kann. Um die Kosten der Filterbecken zu ermäßigen, erhalten die einzelnen Becken gewöhnlich gemeinschaftliche Mittelmauern.

Die Filterbecken sind entweder offen oder bedeckt. Bei den offenen wird der Betrieb durch Staub, Pflanzenwuchs, Wassertiere, Sonne und Eis beeinträchtigt. Besser sind bedeckte Filter, freilich auch kostspieliger, und das gilt besonders für die überwölbten und mit Erde überdeckten Filter. Etwas billiger sind überdachte Filter, sie ermöglichen zugleich einen besseren Zutritt von Luft und Licht. Offene Filter sind in England und Holland häufiger als in Deutschland, welches einen kälteren Winter hat; sie erhalten dort an Stelle der in Deutschland üblichen starken Umfassungsmauern gewöhnlich geböschte Seitenwände, die durch ein in Mörtel verlegtes Pflaster auf starkem Tonschlag gedeckt sind. Die in Hamburg ausgeführten offenen Becken haben sich übrigens durchaus bewährt.

Den Filterbecken wird das Wasser häufig durch Pumpwerke zugeführt, wo aber Klärbecken vorhanden sind, empfiehlt es sich, die Anlage so einzurichten, daß der höchste Wasserstand in den Filterbecken unter dem tiefsten in den Klärbecken liegt. Das gefilterte Wasser wird gewöhnlich in einen Reinwasserbehälter abgeleitet und dieser so angelegt, daß der Abfluß aus dem Filter mit natürlichem Gefälle erfolgt. Die Wirksamkeit der Filter muß von Zeit zu Zeit, etwa wöchentlich, untersucht werden, wobei es sich empfiehlt, auch die Menge der in dem gefilterten Wasser vorhandenen Keime festzustellen. 100 Keime in 1 ccm Wasser werden noch als unschädlich angesehen. Wird die Anzahl erheblich größer, so muß das Filter entleert und sein ganzer Inhalt gut gelüftet und gewaschen werden.

Neben der Sandfiltration wird auch die Behandlung mit Ozon zur Beseitigung der im Wasser enthaltenen Keime angewendet. Das Ozonverfahren beruht auf der starken Oxydationswirkung des im Wasser gelösten Ozons, das nicht nur die vom Wasser mitgeführten leblosen, verbrennlichen Stoffe, sondern auch die Bakterien einschließlich der krankheiterregenden Keime zerstört. Das Ozon wird auf elektrischem Wege hergestellt, indem Sauerstoff oder gewöhnliche Luft der unter Erzeugung blauen Glimmlichtes vor sich gehenden Entladung hochgespannter Ströme ausgesetzt wird. Das zu reinigende Wasser wird in einem turmartigen Behälter als Regen über eine 2 m hohe Schicht groben Kieses verteilt und begegnet, indem es sich hier langsam abwärts bewegt, der unter

schwachem Überdruck von unten nach oben strömenden Ozonluft. In Paderborn und Wiesbaden sind derartige Anlagen ausgeführt.[1])

17. Enteisenung. Besondere Schwierigkeiten für die Wasserversorgung bereitet solches Grundwasser, das größere Mengen von Eisenoxydul gelöst enthält. Es ist notwendig, das meist an Kohlen- oder Phosphorsäure, zuweilen aber auch an Huminstoffe gebundene Eisenoxydul durch Berührung mit der Luft in Oxyd zu verwandeln. Ein heute sehr übliches Verfahren zur Enteisenung von Grundwasser beruht darauf, dieses als feinen Regen aus einer Brause auf den Wasserspiegel eines Grobfilters fallen zu lassen. Durch die Berührung mit der Luft wird die Oxydation eingeleitet. Das aus dem Wasser gefällte Eisenoxydhydrat kommt dann auf der Oberfläche der Filterschicht durch einen braunen flockigen Niederschlag zur Erscheinung.

Das Filterbecken ist, je nachdem das Eisen sich leichter oder schwerer fällen läßt, 0,5 m bis 2 m hoch mit Wasser angefüllt. Den Boden bedeckt eine 0,3 m starke grobe Kiesschicht. Das gereinigte Wasser wird dem Reinwasserbehälter zugeführt. Das Verfahren ist in der Anlage und im Betriebe einfach und verlangt nur eine Unveränderlichkeit des Regenfalles, eine Beständigkeit der Filtermasse und die richtige Bemessung der Wasserhöhe, die den Filtervorgang regelt. Die Eisenoxydhydratflocken bilden sich nämlich erst nach einiger Zeit, die bis zu einer Stunde betragen kann. Der Erfolg dieser Reinigung wird nur dann zweifelhaft, wenn Huminstoffe der Oxydation einen zu großen Widerstand entgegensetzen. In diesem Fall bildet die Anwendung von Ozonluft ein sicheres Mittel, die Enteisenung zu erreichen.

[1]) S. Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 572.

Dritter Abschnitt.

Gewässer.

18. Arten der Gewässer. Das Wasser ist dem allgemeinen Gesetze der Schwere unterworfen und fließt daher von geneigten Oberflächen herab, wobei es dem stärksten Abhange oder allgemeiner demjenigen Wege folgt, der die geringsten Hindernisse entgegenstellt. Seine große Beweglichkeit, verbunden mit der Eigenschaft, alle Zwischenräume zu durchdringen, erleichtert die Abwärtsbewegung. Über einen undurchdringlichen oder schon mit Wasser gesättigten Boden fließt es sichtbar und frei ausgebreitet als sogenanntes wildes Wasser fort, und auch das in den Boden eingedrungene Wasser kommt zum großen Teil an einer unterhalb gelegenen Stelle als Quell wieder an die Oberfläche. Das wilde Wasser aber läuft in den Falten der Oberfläche zusammen und bildet durch Ausspülung und Fortführung von Bodenteilchen Rinnen; dadurch entstehen die Wasserläufe. Je mehr Wasser zusammenfließt, desto mehr erweitert sich das Bett des Wasserlaufes: aus den Rinnen werden Gräben, Bäche, Flüsse und Ströme. Dies sind die fließenden Gewässer. Stehende Gewässer aber nennt man solche Wasseransammlungen, welche entweder gar keinen freien Abfluß haben oder, falls ein solcher vorhanden ist, im Verhältnis zu seinem Querschnitt eine sehr große Oberfläche besitzen. Man nennt sie Seen oder Teiche; zu den Teichen gehören auch die künstlich hergestellten Sammelbecken und die Stauweiher. Die Sümpfe und Moore sind ebenfalls zu den stehenden Gewässern zu rechnen. Der Begriff des Gewässers wird bisweilen auch auf die unterirdischen Wasseransammlungen als Grundwasserträger, Grundwasserbecken und Grundwasserströme, auf die Quellen und die künstlichen geschlossenen Leitungen ausgedehnt. Dies ist jedoch aus praktischen Gründen, namentlich wegen Erschwerung der Schaffung und Auslegung wasserrechtlicher Vorschriften, nicht zweckmäßig, weshalb man die Begriffe Gewässer und Wasserläufe auf die an der Oberfläche vorhandenen offenen Wasseransammlungen und deren Behälter beschränken sollte. Stehende Gewässer, welche, abgesehen von Überschwemmungen, keinen oberirdischen Abfluß haben, werden geschlossene Gewässer genannt.

Die regelmäßig von Wasser bedeckten Teile der Bodenoberfläche bilden das Bett der Wasserläufe und das Becken der stehenden Gewässer; die seitlichen Teile bilden die Ufer, der untere ist die Sohle des Bettes oder Beckens.

Neben den natürlichen Wasserläufen gibt es auch künstliche; hierzu gehören Gräben, Ent- und Bewässerungskanäle, Werk- und Schiffahrtskanäle. Die kleineren natürlichen Wasserläufe werden als Bäche bezeichnet, und man unterscheidet Quellbäche, Gießbäche, Wildbäche und Gebirgsbäche. Die Flüsse werden, je nachdem sie für Verkehrszwecke benutzt werden, in schiffbare, flößbare und solche, die weder schiffbar noch flößbar sind, eingeteilt. Nach der Beschaffenheit des Geländes, dessen Niederschläge sie abführen, unterscheidet man Gebirgs- und Niederungsflüsse. Diese und noch zahlreiche andere Benennungen, als Hauptflüsse, Neben- und Seitenflüsse, Küstenflüsse, Oberlauf, Mittel- und Unterlauf eines Flusses, Bergsee, Landsee, Stauweiher, Mühlenteich und dergleichen sind ohne Erklärung verständlich.

Für alle natürlichen Gewässer gilt die Regel, daß sie sowohl oberirdisch als auch durch das Grundwasser gespeist werden; sie nehmen in der Regel die sämtlichen Abflüsse beiderlei Art aus ihrem Niederschlags- oder Abwässerungsgebiet auf, und zwar um so vollständiger, je größer das Niederschlagsgebiet ist. Die Wasserläufe führen das aufgenommene Wasser, soweit es nicht an ihrer Oberfläche verdunstet oder etwa auf einzelnen Strecken versickert, weiter abwärts in unterhalb gelegene Gewässer. In den geschlossenen Gewässern überwiegt die Verdunstung und Versickerung; der oberirdische Abfluß fehlt entweder ganz oder ist doch auf die Zeit der Schneeschmelze und starker Regengüsse beschränkt.

Wo der oberirdische Abfluß mangelhaft und der Untergrund undurchlässig ist, da bilden sich Sümpfe, und durch die in diesen emporwachsenden Pflanzen entstehen die Moore, auch Brüche oder Moose genannt.

19. Der Wasserabfluß in Bächen und Flüssen. Unter der Wassermenge Q eines Flusses versteht man allgemein diejenige Raummenge des Wassers in cbm, welche in der Sekunde durch einen bestimmten Querschnitt des Flusses fließt. Ist F der Flächeninhalt des Wasserquerschnitts in qm, so wird durch die Gleichung

$$v = \frac{Q}{F}$$

die mittlere Geschwindigkeit v der durch den Querschnitt fließenden Wasserteilchen, d. i. der Weg in m bestimmt, den diese Teilchen im Mittel während einer Sekunde zurücklegen. Ändert sich in

einem Querschnitt die Wassermenge, so wird auch das Produkt Fv größer oder kleiner. Gewöhnlich nehmen alle drei Größen Q, F und v gleichzeitig zu oder ab, jedoch v weniger als die beiden anderen. Die Zu- und Abnahme von F kann aber, wenn das Bett unverändert bleibt, nur dadurch eintreten, daß die Lage des Wasserspiegels sich ändert, und zwar bewirkt die Zunahme der Wassermenge ein Steigen, die Abnahme ein Fallen des Wasserstandes. Die Beziehungen zwischen Wassermenge und Wasserstand kommen später zur Besprechung, es ist aber schon jetzt hervorzuheben, daß die Wasserstände sich in anderer Weise ändern als die Wassermengen, so daß die Mittelwerte der einen nicht denen der anderen entsprechen.

Der Wechsel der in einem Entwässerungsgebiet fallenden Niederschläge hat Veränderungen der Abflußmengen zur Folge. Der geringste Abfluß durch einen Querschnitt gibt die Niedrigwassermenge, der größte die Hochwassermenge. Unter der mittleren Wassermenge versteht man die durchschnittliche Größe des Abflusses für den in Betracht gezogenen Zeitabschnitt, nämlich

$$Q_m = \frac{\Sigma (Q \cdot \varDelta t)}{\Sigma \varDelta t}.$$

Je nach der Wahl des Abschnittes hat man also verschiedenartige Mittelwassermengen zu unterscheiden, beispielsweise diejenige eines einzelnen Monats, die mittlere Wassermenge der Sommermonate, der Wintermonate oder eines ganzen Jahres. Ferner lassen sich auch Mittel für die zusammengehörigen Zeitabschnitte einer Gruppe von Kalenderjahren bilden, also z. B. die Mittelwassermenge des Monats Mai in den zwanzig Jahren 1876 bis 1896. In diesem Falle kann man neben dem genannten vieljährigen Mittelwert den größten und den kleinsten Mittelwert hervorheben, welcher für den fraglichen Zeitabschnitt in einem einzelnen Jahre vorgekommen ist, man kann z. B. für den Monat Mai der Jahre 1876 bis 1890 die durchschnittliche, die größte und kleinste mittlere Monatswassermenge angeben. Neben diesen verschiedenen Mittelwerten werden häufig auch die größten und kleinsten, überhaupt vorgekommenen Einzelwerte der Wassermenge mitgeteilt. Wenn also von einer mittleren oder durchschnittlichen Wassermenge die Rede ist, muß stets genau angegeben werden, in welchem Sinne und Umfange, und da die Wassermenge an den verschiedenen Stellen eines Wasserlaufes verschieden groß ist, auch für welchen Ort oder noch besser für welchen Querschnitt sie verstanden werden soll.

Die Veränderlichkeit der an einer bestimmten Stelle eines Wasserlaufes abfließenden Wassermenge ist um so größer, je stärker die Niederschläge des Abwässerungsgebietes sind und je schneller

und vollständiger sie abfließen. Abwässerungsgebiete von geringer Größe liefern bei undurchlässiger, kahler und stark geneigter Bodenoberfläche sehr große Hochwassermengen, aber nach dem Regenfall verlaufen sich die Hochfluten fast ebenso schnell, als sie ankamen, und die Niedrigwassermenge ist sehr gering. Für ein langgestrecktes und schmales Abwässerungsgebiet wird die Hochwassermenge kleiner ausfallen als für ein sonst gleichartiges und ebenso großes Gebiet, welches sich bei geringerer Längenerstreckung seitlich mehr ausbreitet, weil starke Regengüsse nur von kurzer Dauer sind und das Wasser von den entfernteren Gegenden des langgestreckten Gebietes erst ankommt, wenn das aus der Umgebung der Abflußstelle kommende bereits abgeflossen ist. Trotz gleicher Größe der gesamten Abflußmenge wird also die Hochwassermenge, d. i. die größte in der Sekunde abfließende Wassermenge in dem langgestreckten Gebiete kleiner, aber dafür verläuft die Hochflut weniger schnell.

Je durchlässiger der Boden ist, desto größer ist die Versickerung. Obwohl das Grundwasser ebenso wie das oberirdisch abfließende Wasser in die Bäche und Flüsse gelangt, so braucht es doch zur Zurücklegung des Weges eine sehr viel längere Zeit als das oberflächlich abfließende Wasser. Deshalb ist bei durchlässigem Boden die Hochwassermenge kleiner, die Niedrigwassermenge dagegen größer als bei undurchlässigem.

Die Veränderlichkeit der Wassermengen nimmt ferner allgemein ab, wenn das Zuflußgebiet größer wird, und insbesondere vermindert sich dabei das Verhältnis der Hochwassermenge zur Größe des Flußgebietes sehr bedeutend. Dies erklärt sich einmal aus der Zeitverschiedenheit, mit welcher das Hochwasser aus den einzelnen Teilen des ganzen Flußgebietes ankommt. Es trägt dazu aber auch der Umstand bei, daß starke Regengüsse sich niemals gleichmäßig über große Gebiete erstrecken, sondern gewöhnlich nur strichweise vorkommen.

Die für kleine Sammelgebiete in Betracht kommenden Abflußvorgänge sind bereits in Artikel 15 besprochen worden. Für größere Flußgebiete sind die Erscheinungen noch mannigfaltiger. Allgemein kann als Regel angenommen werden, daß die Wassermenge eines Flusses um so gleichmäßiger ist, je langsamer das Wasser aus dem Zuflußgebiete hinein gelangt. Sümpfe, Seen und Wälder wirken zurückhaltend, die Wälder dadurch, daß die Bedeckung des Bodens den oberirdischen Abfluß verzögert und die Versickerung begünstigt. Die zunehmende Bodenkultur wirkt dagegen in entgegengesetzter Richtung, indem der Wasserabfluß durch Gräben und Drainierung beschleunigt wird. Daraus erklärt

es sich, daß die Hochwasseranschwellungen vieler Flüsse größer und bedrohlicher geworden sind. Die durchschnittliche jährliche Wassermenge scheint dagegen von der Bewaldung und dem Zustande der Bodenkultur nur wenig beeinflußt zu werden, wenigstens lassen sich die großen Schwankungen aus der Veränderlichkeit der jährlichen Regenhöhen ausreichend erklären.

An vielen Flüssen findet sich die auffallende Erscheinung, daß die Hochwassermenge an einem oberen Punkte größer ist als an einem weit unterhalb gelegenen. Dies ist sogar die Regel, wenn zwischen beiden Punkten keine Nebenflüsse einmünden, und die Erklärung ist darin zu suchen, daß die Hochwasseranschwellung auf ihrem Wege stromabwärts sich immer mehr abflacht, sich über eine längere Strecke ausbreitet und dafür an Höhe abnimmt. Der geringeren sekundlichen Durchflußmenge des unteren Stromprofils steht dann eine längere Dauer des Hochwasserablaufes gegenüber. Die Abnahme der Hochwassermenge ist in anderen Fällen noch viel bedeutender, und zwar vorzugsweise unterhalb eines Sees, welcher den Lauf des Flusses unterbricht. Denn die in den See sich ergießenden Wassermassen breiten sich auf dessen Oberfläche aus. Der Wasserspiegel des Sees wird zwar etwas gehoben, aber bei weitem nicht in dem Maße und nicht so schnell, als das Hochwasser den einmündenden Fluß anschwellt. Nun kann der Wasserstand in der ausfließenden Flußstrecke nicht schneller ansteigen als der Wasserspiegel des Sees, darum bewirkt der See eine mitunter sehr bedeutende Abnahme der Hochwassermenge für die unterhalb gelegene Flußstrecke, wogegen die Dauer des Hochwasserabflusses sich verlängert.

Der See ist für die untere Flußstrecke das wirksamste Schutzmittel gegen Überschwemmungen. Bei dem Bodensee steigt z. B. der höchste Wasserstand durchschnittlich nur 2,12 m über den niedrigsten, und bei dem 25 000 qkm großen Eriesee in Nordamerika beträgt die Schwankung des Wasserstandes sogar nur 0,40 m.

In ähnlicher Art wirkt jede merkliche Erweiterung des Abflußquerschnitts innerhalb einer Flußstrecke. Wo das Hochwasser sich in weiten, niedrigen Tälern, diese überschwemmend, ausbreiten kann, da verläuft es sich, und die Hochwassermenge wird stromabwärts immer geringer, falls nicht der Ausfall durch neue Zuflüsse ersetzt wird. Die gleiche Erscheinung tritt auch ein, wenn das Hochwasser des Hauptstromes in das Bett und das Tal eines nicht angeschwollenen Nebenflusses von unten eindringen und diesen zurückstauend anfüllen kann.

Beispiel. Die Hochwassermenge der Elbe verminderte sich im September 1890 zwischen Tetschen und Magdeburg von 4450 cbm auf 3200 cbm.

An der Havelmündung strömten etwa 500 cbm aus der Elbe in die Havelniederung ab. Die Wassermenge, welche hier die Havel aufwärts abfließt, wird für die größten Hochfluten der Elbe auf 900 bis 1000 cbm in der Sekunde geschätzt, und es wird bei einer Elbe-Hochflut in der etwa 400 qkm großen Niederung eine Gesamtwassermenge bis zu 300 Millionen cbm aufgespeichert.

Anderseits ist der Schluß naheliegend, daß die Hochwassermenge gegen früher vergrößert wird, wenn die oberhalb gelegenen Niederungen eingedeicht werden.

Was vorstehend von der Hochwassermenge gesagt ist, gilt in geringerem Umfange von allen Anschwellungen; je mehr sich das fließende Wasser seitlich ausbreiten kann, desto kleiner an Höhe, aber länger an Dauer werden die Anschwellungen, und die Wassermenge wird gleichmäßiger, was übrigens nicht in allen Fällen vorteilhaft ist. Niemals kann indessen eine Abnahme der Niedrigwassermenge in der Richtung stromabwärts aus denjenigen stromaufwärts eintretenden Ursachen folgen, welche eine Abnahme der Hochwassermenge bedingen, denn jene Ursachen wirken auf einen Ausgleich der Wassermengen hin und lassen eher eine Zunahme des Niedrigwassers als dessen Abnahme erwarten.

Da so vielerlei Ursachen die Größe der Wassermengen beeinflussen, so läßt sich nicht erwarten, daß man die mittleren, größten und kleinsten Wassermengen nach Formeln genau und zuverlässig berechnen könnte. Jeder Wasserlauf hat seine besonderen Eigentümlichkeiten, welche durch die Größe und Gestalt seines Abwässerungsgebietes, die Beschaffenheit des Bodens und der Bodenoberfläche, die Verteilung seiner Nebenflüsse, die Größe der Überschwemmungsflächen, die Größe und Verteilung der Niederschläge, die Wärme und Feuchtigkeit der Luft bedingt sind. Diese Bedingungen stimmen niemals bei zwei Flüssen überein. Da jedoch die Verhältnisse in benachbarten Flußgebieten häufig ähnlich liegen, anderseits aber auch die Wassermengen in den einzelnen Jahren sehr ungleich und bald größer, bald kleiner als ihre Mittelwerte ausfallen, so bieten die in einzelnen Fällen angestellten Ermittlungen immerhin einen nützlichen und brauchbaren Schätzungsmaßstab; man muß sich nur hüten, diesen Maßstab auf Verhältnisse anzuwenden, die dafür nicht passen.

20. Abflußmengen. Die genaue Messung der in einem Wasserlaufe abfließenden Wassermenge bietet selbst in den einfachsten Fällen nicht unerhebliche Schwierigkeiten. Sie gelingt am besten bei kleinen und mittleren Wasserständen, wenn das Wasser an der Messungsstelle in einem regelmäßigen Bette fließt.

Sobald das Wasser aber ausufert oder das Bett unregelmäßig ist, wird die Messung ungenau, und bei Hochwasser ist man fast stets auf eine ziemlich rohe Schätzung angewiesen. Besonders schwierig ist die Feststellung der gesamten Abflußmengen für eine längere Zeit, etwa ein Kalenderjahr; es sind dazu äußerst mühsame Arbeiten erforderlich, weil die Wassermenge sich häufig ändert und sogar bei der nämlichen Höhenlage des Wasserspiegels keineswegs immer den gleichen Wert hat. Bewegt sich in einem Flusse eine Hochwasserwelle abwärts, so ist für denselben Wasserstand das Gefälle und damit auch die Abflußmenge bei steigendem Wasser etwas größer als bei fallendem Wasser. Immerhin gleichen sich diese Unterschiede für einen längeren Zeitraum annähernd aus, indem dabei sowohl fallende als steigende Wasserstände vorkommen, und da man die Wassermenge nicht ununterbrochen messen kann, so begnügt man sich damit, für den gewählten Flußquerschnitt die Wassermenge bei verschiedenen Wasserständen jedesmal im Beharrungszustande des Flusses zu messen und auf Grund der Ergebnisse eine Abflußtafel zu entwerfen, aus welcher die Wassermenge für jeden Wasserstand entnommen werden kann. (Vergl. Artikel 23.) Die Wasserstände werden regelmäßig beobachtet und aufgezeichnet, so daß man mit Hilfe jener Tafel die ganze Abflußmenge für beliebige Zeitabschnitte berechnen kann. Vorsicht ist aber dabei insofern geboten, als man für die Messung eine Flußstrecke mit unveränderlichem Bett zu wählen hat, weil andernfalls die Abflußtafel schon nach wenigen Jahren unbrauchbar wird und berichtigt werden muß. Die ganze Abflußmenge eines Jahres läßt sich mit der Gesamtmenge der Niederschläge des Flußgebietes vergleichen und dadurch der zum Abfluß kommende Anteil der Niederschläge ermitteln. Da diese innerhalb eines größeren Flußgebietes ungleichmäßig verteilt sind, ist das ganze Gebiet in kleinere Abschnitte zu zerlegen. Wenn G die Fläche eines Abschnittes in qkm, h die jährliche Regenhöhe in m bedeutet, so ist die Regenmenge gleich

$$1000 \cdot 1000 \cdot \Sigma (G h) \text{ in cbm.}$$

Wird die Abflußmenge $= \frac{n}{100}$ der Regenmenge gesetzt, so ist

$$\frac{\text{Abflußmenge}}{\text{Regenmenge}} = \frac{\Sigma (Q \cdot \Delta t)}{1000 \cdot 1000 \cdot \Sigma (G h)} = \frac{n}{100},$$

Δt ist in Sekunden auszudrücken, da Q die in einer Sekunde abfließende Wassermenge bedeutet. Führt man die mittlere Wassermenge des Jahres ein ($= Q_m$), so ist, da das Jahr rund 31,5 Mill. Sekunden hat,

$$\frac{n}{100} = 31,5 \frac{Q_m}{\Sigma(Gh)} \text{ und}$$

$$Q_m = \frac{n}{100} \cdot \frac{\Sigma(Gh)}{31,5}, \text{ oder allgemeiner} = \Sigma\left(\frac{n}{100} \cdot \frac{Gh}{31,5}\right).$$

Die letzte Formel kann zur Schätzung der mittleren jährlichen Wassermenge eines Flusses unter Zugrundelegung der Regenhöhe und eines Erfahrungswertes für n benutzt werden.

Beispiel. Es sei gegeben das Flußgebiet $G = 12\,000$ qkm, die mittlere Regenhöhe für eine Fläche von 3000 qkm = 80 cm und für den Rest = 60 cm. Für den Abflußwert $n = 35$ erhält man

$$Q_m = \frac{35}{100} \cdot \frac{3000 \cdot 0,80 + 9000 \cdot 0,60}{31,5} = \text{rd. } 87 \text{ cbm.}$$

Setzt man den Abflußwert n für die erstgenannte Teilfläche = 32 und für die zweite = 28, so erhält man

$$Q_m = \frac{32}{100} \cdot \frac{3000 \cdot 0,80}{31,5} + \frac{28}{100} \cdot \frac{9000 \cdot 0,60}{31,5} = \text{rd. } 72,4 \text{ cbm.}$$

Ist h die mittlere Regenhöhe des ganzen Flußgebietes, so ist

$$Q_m = \frac{n}{100} \cdot \frac{h\,\Sigma(G)}{31,5}.$$

Unter der Abflußhöhe h_a eines Flußgebietes versteht man die Höhe, in welcher die ganze Abflußmenge des betrachteten Zeitabschnittes das Niederschlagsgebiet bedecken würde, wenn sie gleichmäßig verteilt wäre. Es ist

$$h_a = \frac{n}{100} h$$

und

$$Q_m = \frac{h_a}{31,5} \Sigma(G).$$

Als **Ergiebigkeit** q eines Flußgebietes wird die in Litern gemessene Wassermenge bezeichnet, die von jedem qkm in der Sekunde abfließen würde, wenn alle Teile des Niederschlagsgebietes gleichmäßig zum Abfluß beitrügen

$$q_m = \frac{Q_m}{\Sigma(G)} 1000 = \frac{1000\, h_a}{31,5}.$$

Wird h_a in mm gemessen, so ist

$$q_m = \frac{h_a}{31,5}.$$

Zuverlässige Berechnungen des Abflußwertes n gibt es bisher nur in geringer Zahl. Die meisten derartigen Ermittlungen beruhen auf ungenügenden Grundlagen und sind nur als Schätzungen anzusehen. Besonders pflegt die Berechnung der jährlichen Abflußmenge mangelhaft zu sein, die Angaben hierüber sollten daher sorgfältig geprüft werden, bevor man sie anwendet und wohl gar für allgemeine Schlußfolgerungen über die Zu- oder Abnahme der Wassermenge in den Flüssen, über deren Ursachen oder bei ähnlichen Untersuchungen zugrunde legt.

Am sorgfältigsten sind bisher die Abflußverhältnisse der Elbe in Böhmen erforscht, weshalb nachstehend einige Angaben darüber folgen, für welche das Heft 4 der Arbeiten des Geographischen Institutes der K. K. Universität Wien benutzt wurde.

Die Messungen der Wassermengen wurden in einem Querschnitt in der Nähe von Tetschen bei Wasserständen zwischen — 0,35 und + 5,38 m an Tetschener Pegel in so großer Zahl ausgeführt, daß die Abflußtafel für alle Wasserstände zwischen Niedrig- und Hochwasser genau berechnet werden konnte. Das Flußbett ist dort in einem engen Durchbruchtale wenig veränderlich, eine Grundwasserabströmung unter der Talsohle ist den Bodenverhältnissen zufolge ausgeschlossen, und die Wasserscheiden des Niederschlagsgebietes sind überall so beschaffen, daß eine anderweitige Abströmung von Grundwasser nicht stattfinden kann. Deshalb wird in dem Flußprofil die gesamte Abflußmenge des 51 000 qkm großen Niederschlagsgebietes gemessen. Bei der Benutzung der Abflußtafel wurden die Wasserstände solcher Wintertage, an welchen sich durch Eisversetzungen Stauwasser gebildet hatte, unter Vergleichung mit den Wasserständen an anderen Pegelpunkten entsprechend herabgesetzt. Die Regenhöhen wurden in dem ganzen Flußgebiete an zahlreichen Punkten (durchschnittlich je einer auf 60 qkm) beobachtet und zur Anfertigung einer Regenkarte benutzt, nach welcher die Niederschlagsmengen berechnet wurden. Die Untersuchungen erstreckten sich auf die 15 Jahre von 1876 bis 1890 und sowohl auf die jährlichen als die monatlichen Abfluß- und Regenmengen. Nachstehend sind die Jahresmittel zusammengestellt. In der letzten Reihe ist die Ergiebigkeit des Flußgebietes hinzugefügt, d. h. die auf 1 qkm des

Jahr	1876	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	Mittel 1876/90
Regenhöhe in mm	644	630	644	692	823	664	803	630	678	561	727	547	789	678	858	692
Abflußhöhe in mm	234	172	166	178	240	200	207	190	171	126	180	125	243	186	268	192
Abflußwert *n* in %	36,4	27,3	25,8	25,8	29,2	30,2	25,8	30,2	25,2	22,5	24,8	22,9	30,9	27,5	31,3	27,8
Mittlere Abflußmenge für je 1 qkm in Sekundenlitern	7,42	5,45	5,26	5,65	7,61	6,35	6,57	6,02	5,42	4,00	5,71	3,96	7,71	5,90	8,50	6,08

Niederschlagsgebietes entfallende mittlere Abflußmenge des Jahres in Sekundenlitern nach der Formel

$$q_m = \frac{\text{Abflußhöhe in mm}}{31,5}.$$

Die regenreichsten Jahre haben, wie die Zusammenstellung zeigt, nicht bloß eine größere Abflußhöhe als die trockeneren, sondern der Abfluß nimmt auch durchschnittlich in stärkerem Verhältnis zu als der Niederschlag, d. h. auch der Abflußwert n ist in nassen Jahren meistens größer als in trockenen. Es zeigt sich aber auch, daß das an Niederschlägen reiche Jahr oft noch den Abflußwert des folgenden Jahres hebt.

Die folgende Zusammenstellung enthält die Durchschnittswerte für die einzelnen Monate. In der Reihe c sind die allerdings nur auf Schätzung beruhenden mittleren Verdunstungshöhen angegeben. Nun ist die Summe der Reihen b und c (Abfluß + Verdunstung) in einzelnen Monaten kleiner, in anderen größer als die Regenhöhe. Der Unterschied ist in den Reihen d und e angegeben und entspricht in dem ersten Falle einer Aufspeicherung von Wasser, die als Schneedecke oder Grundwasseransammlung stattfindet, in dem zweiten Falle dagegen einer Speisung aus jenem aufgesammelten Vorrate. Die Aufspeicherung ist in den Monaten September bis Dezember sehr bedeutend, die Speisung in den Monaten März bis Mai. Man kann hieraus den großen Einfluß erkennen, den das Grundwasser und die Schneedecke auf den Wasserabfluß in den Flüssen ausüben. Zugleich erklärt sich daraus die große Verschiedenheit des Abflußwertes in den einzelnen Monaten und der Umstand, daß starke Niederschläge sich häufig erst in dem vermehrten Abflusse späterer Monate zu erkennen geben. Die letzten Monate des Jahres sammeln für das folgende Jahr Wasser an, und ihre Niederschlagsmenge macht sich erst im nächsten Frühjahr in der Speisung der Flüsse bemerkbar. Der Schneefall dauert in den böhmischen Randgebirgen von September bis in den Juni und wird für ganz Böhmen auf 19 vH. der ganzen Niederschlagsmenge geschätzt. Ergebnisse, welche von denen in Böhmen nicht viel abweichen, hat man auch an der Saale und bei anderen deutschen Flüssen erhalten.

Die Monatsmittel weichen in den einzelnen Jahren stärker voneinander und von ihrem Durchschnittswerte ab als die Jahresmittel, und das kleinste Monatsmittel einer längeren Beobachtungsreihe nähert sich der durchschnittlichen Ergiebigkeit bei Niedrigwasser, während die durchschnittliche Ergiebigkeit bei Hochwasser wegen des schnelleren Ablaufes der Hochfluten immer noch beträchtlich größer als das höchste Monatsmittel zu sein pflegt.

Niederschläge und Abflußmengen der Elbe bei Tetschen in den 15 Jahren 1876/90.

Reihe Nr.	Gegenstand	Monat												Jahr	Bemerkungen
		Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.		
a	Durchschnittliche Regenhöhe in mm	33	31	44	47	63	87	90	84	70	54	44	45	692	Große Hochwasser fanden statt im Februar u. März 1876, Mai 1880, Dezember 1882 bis Januar 1883, Juni 1886, März und April 1888, September 1888, August u. September 1890.
b	Durchschnittliche Abflußhöhe in mm	14	17	33	25	17	13	10	11	12	12	12	16	192	
c	Durchschnittliche Verdunstungshöhe in mm	13	15	28	46	69	79	80	71	45	26	16	12	500	
d	Durchschnittliche Höhe der Aufspeicherung in mm	6	—	—	—	—	—	—	2	13	16	16	17	70	
e	Durchschnittliche Höhe der Speisung in mm	—	1	17	24	23	5	—	—	—	—	—	—	70	
f	Abflußwert n in %	42	55	75	53	27	15	11	13	17	22	27	36	28	
g	Mittlere Abflußmenge in Litern für 1 qkm i. d. Sek.	5,3	7,2	12,2	9,6	6,4	5,1	3,6	4,1	4,8	4,5	4,6	5,9	6,1	
h	Desgl. größtes Monatsmittel	15,3	21,3	27,0	18,6	10,2	9,3	7,8	8,8	23,5	8,8	12,6	16,1	8,5	
i	Desgl. kleinstes Monatsmittel	2,0	2,4	5,1	4,0	3,4	1,6	1,7	1,3	1,7	1,6	1,9	1,9	4,0	

An der Elbe bei Tetschen ist also die Ergiebigkeit bei Niedrigwasser etwas kleiner als 1,3 und bei Hochwasser bedeutend größer als 27 l.

Die Wassermengenmessungen ergaben die Ergiebigkeit bei Niedrigwasser zu 1,1 und die größte Ergiebigkeit bei Hochwasser zu ungefähr 115 l, die durchschnittliche Ergiebigkeit bei Hochwasser kann auf etwa 70 l geschätzt werden.

Die Ergiebigkeit der deutschen Tieflandströme von der Memel bis zur Ems ist bei N.W. 1 bis 2 und bei M.W. 4 bis 9 l/qkm in der Sekunde. Die Ergiebigkeit des Rheins ist dagegen bei N.W. 4 bis 5 und bei M.W. 12 bis 14 l/qkm in der Sekunde.

Die Art des Quellgebietes ist also von großem Einfluß. Die starken Niederschläge des Hochgebirges und das Schmelzwasser der Gletscher steigern die Ergiebigkeit der von hier aus gespeisten Flüsse, namentlich im Sommer.

Die Ergiebigkeit bei Hochwasser ist selbstverständlich im Quellgebiet am größten und erreicht bei steilen und kahlen Hängen sehr bedeutende Werte. Im Elbegebiet nimmt die Ergiebigkeit bei H.W. von 103 l/qkm an der Mündung der Moldau auf 27 l/qkm an der Flutgrenze ab. Im Hochgebirge kann die Ergiebigkeit bei H.W. auf 1000 bis 2000 l/qkm und mehr steigen, und wolkenbruchartige Regen vermögen in steilen Tälern von geringer Längenausdehnung eine noch höhere Ergiebigkeit zu erzielen.

Für mittlere Verhältnisse mögen die folgenden Angaben einen ungefähren Anhalt zur Schätzung der Abflußmengen bieten.

Ergiebigkeit oder Abflußmenge in Sekundenlitern für 1 qkm.

1. Bei Niedrigwasser:	
a) in flacher oder hügeliger Gegend mit wenig durchlässigem Boden	0,5—1,2
b) im Flachlande mit Wäldern und Seen . . .	1,2—2,0
c) im bewaldeten Berglande und durchlässigen Hügellande	1,6—2,4
2. Bei gewöhnlichem Sommerwasser. . . .	3—5
3. Bei durchschnittlichem Hochwasser für Flußgebiete über 500 qkm Größe:	
a) im Flachlande mit Seen und großen Überschwemmungsflächen	15—40
b) in flacher oder hügeliger Gegend mit durchlässigem Boden	30—80
c) desgl. bei wenig durchlässigem Boden . . .	60—150
d) im Berglande ohne kahles Felsgebiet . . .	80—200

Alle solche Schätzungen sind sehr unsicher, sie lassen sich aber, wo es an zuverlässigen Beobachtungen fehlt, nicht ganz entbehren.

Für die Schätzung der Hochwassermengen hat sich die von Cramer aufgestellte Formel[1]) in manchen Fällen als brauchbar erwiesen.

Sie lautet

$$(1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad Q = \frac{80 \cdot F \cdot \mu h \sqrt[3]{\sin \alpha}}{9 + \sqrt[3]{F \mu h}},$$

worin

$$\mu = 1 - \sin\left(\operatorname{tg} = 18 \frac{f}{Fh}\right)$$

zu setzen ist. F ist das Flußgebiet, f das Überschwemmungsgebiet, welches bei Hochwasser überflutet wird, beides in qkm, h ist die jährliche Regenhöhe in m und α der mittlere Abdachungswinkel des Niederschlagsgebietes, so daß

$$\sin \alpha = \frac{\text{mittleres Gefälle}}{\text{mittlere Wegelänge}}$$

der Niederschläge.

Etwa vorhandene Gletscherflächen sind nur mit $^1/_{10}$ ihrer Größe anzurechnen, die an dem Endpunkte des Niederschlagsgebietes vorhandene Überschwemmungsfläche bezw. Seeoberfläche f ist dagegen mit ihrer doppelten Größe in die Formel für μ einzusetzen.

Beispiel. Es sei für einen Gebirgsbach ermittelt $F = 600$ und $f = 3$ qkm, $h = 0{,}80$ m und $\sin \alpha = 0{,}005$. Dann ist

$$\mu = 1 - \sin\left(\operatorname{tg} = \frac{18 \cdot 3{,}0}{600 \cdot 0{,}80}\right) = 0{,}89$$

$$Q = \frac{80 \cdot 600 \cdot 0{,}89 \cdot 0{,}80 \sqrt[3]{0{,}005}}{9 + \sqrt[3]{600 \cdot 0{,}89 \cdot 0{,}80}} = 354 \text{ cbm},$$

und 1 qkm des Flußgebietes liefert

$$\frac{354}{600} = 0{,}59 \text{ cbm} = 590 \text{ sl.}$$

Wäre dagegen $f = 15$ qkm, so würde man erhalten

$$\mu = 0{,}51 \text{ und } Q = 219 \text{ cbm},$$

also für 1 qkm

$$\frac{219}{600} = \text{rd. } 0{,}37 \text{ cbm},$$

und wenn die ganze Überschwemmungsfläche von 15 qkm an dem unteren liegt, so ist

$$f = 2 \cdot 15 = 30 \text{ qkm}$$

$$\mu = 1 - \sin\left(\operatorname{tg} = \frac{18 \cdot 30}{600 \cdot 0{,}80}\right) = 0{,}25 \text{ und}$$

$$Q = 118 \text{ cbm oder rd. } 0{,}20 \frac{\text{cbm}}{\text{qkm}}.$$

[1]) Zentralblatt der Bauverw. 1893, S. 265.

Nach Heß genügt es, für ebene Gegenden und kleinere Flüsse in Nord- und Mitteldeutschland, wenn man Winterhochwasser und ganz außergewöhnliche Sommerhochwasser ausschließt, die abzuführende Wassermenge höchstens zu 27 sl auf 1 qkm anzunehmen. Übrigens ist klar, daß die Hochwassermenge nicht allein durch die Höhe des Niederschlages und die Größe des Niederschlagsgebietes bedingt ist, sondern daß auch die Bodenbeschaffenheit, ob eben oder hügelig, durchlassend oder undurchlassend, sowie die Form des Niederschlagsgebietes, ob langgestreckt und schmal oder beckenartig, und die Gliederung des Gebietes in Hauptfluß und Nebenflüsse in Betracht kommen. Man darf deshalb von keiner Formel sichere Angaben für alle Fälle erwarten.

21. Bildung der Flußbetten. Die Entstehung der Flußtäler ist eine Folge der zerstörenden und auflösenden Wirkungen des fließenden Wassers. Diese Wirkungen zeigen sich selbst in dem härtesten Gestein. Beim Überstürzen werden die vorzugsweise von dem Stoße und der Strömung des Wassers getroffenen Stellen am meisten angegriffen, es bilden sich Vertiefungen, die sich zu Spalten erweitern, und indem das Wasser darin in geschlossener Masse entlangströmt und die über seinem Spiegel befindlichen Teile der Wände nicht mehr angegriffen werden, richtet sich der Angriff auf weitere Vertiefung, wodurch die Wände immer höher und steiler werden und teilweise einstürzen. In zerklüftetem und geschichtetem Gestein werden Hohlräume noch leichter ausgewaschen, auch der Frost begünstigt die Zerstörung dadurch, daß das gefrierende Wasser seinen Raumgehalt vergrößert und das Gefüge der Bodenmassen lockert. In die Bachbetten stürzen Fels- und Geröllmassen von den steilen Hängen herab, und sperren oder hemmen den Ablauf des Wassers. Das Wasser staut an und sucht sich einen Abfluß neben dem Schuttkegel oder über diesen hinweg, wobei sich die Austiefung des Bettes wiederholt. Die eingestürzten großen Blöcke bleiben in dem Bette liegen, das kleinere Gerölle wird fortgerissen, abwärts bewegt und bildet das Geschiebe der Wasserläufe.

Wo die Geschwindigkeit des Wassers kleiner wird, reicht seine Kraft nicht aus, um die mitgeführten Geschiebe fortzubewegen, und die gröberen Teile kommen zur Ablagerung. Dadurch entstehen Aufhöhungen des Flußbettes. Durch abwechselnde Aufhöhungen und Vertiefungen vermindern sich die ursprünglichen Unterschiede, und es bilden sich längere Täler, in denen sich der Wasserablauf, wenn auch auf Umwegen und mit wechselndem Gefälle, doch schon in ausgebildeten Betten vollzieht. Natürliche Dämme, welche den Abfluß hemmen, verursachen zunächst eine

seeartige Aufstauung des Wassers. Werden sie überströmt, so wäscht das Wasser sie aus und durchbricht sie schließlich, worauf der See verschwindet. Feste Felsbänke halten als natürliche Dämme länger vor und geben Anlaß zur Bildung von Stromschnellen und Wasserfällen. Aber auch hier schreitet die zerstörende Wirkung des Wassers unaufhaltsam fort. Der Niagarafall rückt jährlich etwa um 1 m stromaufwärts vor und wird in vielleicht vier bis fünf Jahrhunderten den ihn vom Eriesee trennenden Felsdamm durchbrochen haben. In solcher Weise ist der Rhein bei Bingen durchgebrochen, und ähnliche Durchbrüche lassen sich an vielen Strömen noch deutlich erkennen.

In den aufgeschwemmten Ebenen ist die Ausbildung der Flußbetten im wesentlichen beendigt, und es treten nur noch verhältnismäßig kleinere Veränderungen ein. In den Gebirgen dagegen dauert der Bildungsvorgang noch im großen fort und verursacht fortlaufend bedeutende Veränderungen, denen man nur durch sorgsame Schutzmaßregeln einigermaßen vorbeugen kann. Die Wildbäche sind Gewässer, welche ein stärkeres Gefälle haben, als sie zur Fortbewegung ihrer Geschiebe benötigen; sie haben deshalb das Bestreben, ihr Bett zu vertiefen. Wo diesem Bestreben nicht durch entsprechende Verbauung und Befestigung der Sohle Widerstand geleistet wird, rückt die Vertiefung von unten stromaufwärts vor, der Fuß der Gehänge wird unterspült und diese werden zum Einsturz gebracht. Die abgestürzten Geröllmassen werden vom strömenden Wasser in die Täler geführt.

Die Kraft des Wassers zur Bewegung der Geschiebe ändert sich mit seiner Menge und Geschwindigkeit. Da nun die abfließenden Wassermengen innerhalb weiter Grenzen veränderlich sind, auch die Schwankungen häufig und unregelmäßig eintreten, so ist klar, daß der Gleichgewichtszustand, bei welchem weder Geschiebe abgelagert werden, noch das Bett angegriffen wird, nicht dauernd vorhanden sein kann. Es könnte sich nur um einen durchschnittlichen Gleichgewichtszustand in solchem Sinne handeln, daß die Veränderungen des Bettes sich innerhalb eines längeren Zeitraumes ausgleichen. Aber selbst das ist selten vollständig anzutreffen. Aus den Wirkungen der Vergangenheit darf man auf die der Zukunft schließen. Die aufgeschwemmten Flußtäler haben sich bisher erhöht, und das Flußbett ist dem Tale gefolgt. Die Mündungen der Flüsse in das Meer rücken vor, wodurch ihr Lauf verlängert, das Gefälle verringert und die Vorflut des Mündungsgebietes beeinträchtigt wird. Große Versumpfungen sind auf diese Weise entstanden und ehemals blühende Gegenden unbewohnbar geworden. Freilich kommen auch Senkungen des Flußbettes vor,

doch scheint dies, abgesehen von den vorher besprochenen Erscheinungen an Wildbächen und bei ähnlichen Anlässen, nur örtlicher Natur und eine Folge der zunehmenden Ausgleichung des Gefälles zu sein, so daß den Senkungen an einer Stelle Hebungen an einer anderen gegenüberstehen.

Nur durch vollständigen Ausbau der Gebirgsbäche und Deckung der Ufer aller Wasserläufe in der Ebene könnte die Menge der Sinkstoffe derart vermindert werden, daß die Aufhöhung der Täler und Flußbetten unterbliebe und wohl gar statt dessen eine allgemeine Eintiefung einträte.

Die Veränderungen des Flußbettes werden vorzugsweise durch den Abbruch der Ufer veranlaßt. Man könnte vermuten, daß das Wasser bestrebt sein müßte, einen geraden Lauf zu verfolgen, weil dieser die geringste Länge und also das stärkste Gefälle bedingt. Beim Hochwasser findet dieses auch wirklich statt; sobald das Wasser aber in sein eigentliches Bett zurücktritt, muß es diesem folgen, und die Veränderungen sind durch zufällige Umstände bedingt. Ein kleines Hindernis an einer oder der anderen Stelle des Bettes, etwa eine kleine Uferbank an der Einmündung eines Seitengewässers, veranlaßt schon das Wasser, sich bald rechts, bald links zu wenden, und da es infolge seines Beharrungsvermögens diese Richtung beizubehalten sucht, greift es abwechselnd die Ufer an. So entstehen Krümmungen aus zufälligem Anlaß und die einmal vorhandenen werden immer schärfer, weil die Strömung sich durch das Beharrungsvermögen des Wassers dem einbuchtenden Ufer zuwendet und dieses in Abbruch setzt, während die fortgerissenen Erdteilchen an dem strömungsschwächeren ausbuchtenden Ufer sich ablagern. Je länger die Windungen werden, desto schmaler wird der die einzelnen Schleifen trennende Landstreifen, und schließlich wird dieser durchbrochen, wodurch der Fluß sich in gewissem Sinne selbst regelt. So wandert der Fluß in seinem Tale in Schlangenwindungen hin und her, immer von neuem Uferflächen abwechselnd abreißend und neubildend. Die Ufer haben natürlich kein sehr festes Gefüge, und wenn schließlich fast das ganze Tal aus solchen früheren Ablagerungen besteht und diese, ehemals an einem ausbuchtenden Ufer entstanden, später sich einem einbuchtenden vorgelagert finden, so wird der Widerstand der ungedeckten Ufer gegen den Angriff der Strömung immer geringer.

Vorzugsweise greifen die Wirbelbewegungen der Wasserteilchen die Ufer an, sie sind deshalb viel gefährlicher als gleichmäßig strömende Wasserfäden. In den Krümmungen, woselbst die Wirbel durch die schiefe Richtung der Wasserfäden gegen das

einbuchtende Ufer entstehen, ist dieses selbst bei mäßiger Strömungsgeschwindigkeit starken Angriffen ausgesetzt. Die inneren Bewegungen im Wasser sind es auch, welche der Ablagerung der schwebenden Bodenteilchen entgegenwirken. Von diesen wird der Ton im Wasser ganz fein zerteilt, er erhält sich sehr lange schwebend und fällt erst nieder, wenn das Wasser beinahe ganz bewegungslos ist. Der Sand fällt dagegen zu Boden, sobald die inneren Bewegungen sich mäßigen. Er wird aber dadurch dem Einflusse des Stromes nicht ganz entzogen, sondern die einzelnen Körnchen werden durch den Stoß des Wassers auf der Oberfläche des Bettes fortgeschoben, am stärksten bei Hochwasser, weil dann die Geschwindigkeit der Wasserteilchen am größten ist.

Mit der Höhe des Wasserstandes ändert sich nicht bloß die Geschwindigkeit des Wassers, sondern häufig auch die Lage und Richtung der Hauptströmung, des sogenannten Stromstrichs; dadurch entstehen zu verschiedenen Zeiten verschiedenartige Ablagerungen. Das Hochwasser strömt häufig schräg oder quer über das eigentliche Flußbett und wirkt alsdann stark verflachend, namentlich an den Stellen, wo die Hochwasserströmung das Bett verläßt und wiederum in dieses eintritt. Daraus lassen sich die an diesen Stellen häufig vorkommenden Untiefen oder Furten erklären. Diejenigen Flußstrecken, welche in der Strömungsrichtung des Hochwassers liegen, zeichnen sich im Gegensatz hierzu durch große Tiefen aus. Furten werden aber auch oft durch Felsbänke die das Flußbett durchsetzen, gebildet oder durch seitwärts einmündende Bäche veranlaßt, die bei jeder Anschwellung das Geschiebe, welches in der geringeren Strömung des Hauptflusses nicht fortbewegt werden kann, ablagern.

Große Uferabbrüche treten oft beim Wechsel des Wasserstandes ein, und zwar vorzugsweise bei einem schnellen Fallen des Wassers nach vorangegangenem, hohem Stande, nachdem der Fuß des Ufers durch die Hochwasserströmung steil abgebrochen worden war. Das Ufer steht dann, namentlich bei festem Tonboden während des hohen Wasserstandes noch unbeweglich, stürzt aber in großen Massen ein, sobald der Wasserspiegel sinkt und der Gegendruck aufhört. Der Rückfluß des angestauten Grundwassers trägt zu dem Uferabbruch bei.

Die Verwilderung des Flußbettes wird ferner durch Baumstämme veranlaßt, die bei dem Abbruch bewaldeter Ufer in den Strom geraten sind. In Urwaldströmen gefährdet das oft massenhaft vorkommende Treibholz die Schiffahrt und leitet die Bildung von Inseln ein; in besonders großem Umfange kommt das in dem Mündungsdelta des Mississippi vor.

Inseln entstehen im übrigen vorzugsweise dadurch, daß niedrige Landzungen, die stromabwärts vortreten, bei hohen Fluten durchbrochen werden, sie bilden sich aber auch durch das Anwachsen von Bänken, die in breiten Betten als sogenannte Mittelfelder durch das querüberströmende Hochwasser abgelagert werden. Jede Spaltung ist dem Wasserabfluß nachteilig, weil das Wasser bald in dem einen, bald in dem anderen Arme seinen vorzugsweisen Abfluß findet und durch den Wechsel neue Unregelmäßigkeiten entstehen. Am ausgedehntesten sind die Spaltungen an den Mündungen der Ströme in das Meer, woselbst an geschützten Buchten bisweilen große Deltas entstehen. Durch starke Küstenströmungen wird in anderen Fällen die Deltabildung verhindert; die Sinkstoffe können sich vor der Mündung nicht ablagern, weil sie durch die Strömung fortgeführt werden.

Der Verwilderung eines Flusses wird am besten begegnet, wenn im Gebirge durch Verbauung der Wasserläufe und im ganzen Oberlauf durch Deckung der Ufer die Menge der mit dem Wasser in Bewegung gesetzten Sinkstoffe tunlichst eingeschränkt wird.

Bemerkenswert ist die Erscheinung, daß die Sinkstoffe sich häufig an den Uferrändern stärker ablagern als auf den entfernteren Teilen der Talflächen, so daß diese in ihrer natürlichen Entwässerung behindert werden. Der gleiche Fall bildet in den hochwasserfrei eingedeichten Tälern die Regel, indem die Binnenniederung von der Aufhöhung durch die Sinkstoffe des Flusses ganz ausgeschlossen wird, während die den Winterdeichen vorgelagerten niedrigeren Sommerdeiche die fortlaufend erfolgende Aufhöhung nicht hindern.

Vielfach ist die Meinung verbreitet, daß die in dem gegenwärtigen Zeitalter abfließenden Wassermassen viel zu gering seien, um die Bildung der breiten Flußtäler durch ihre Wirkung befriedigend zu erklären. Man nimmt an, daß in vielen Fällen die Flüsse in vorgeschichtlicher Zeit bedeutend größere Wassermengen abzuführen hatten, und sucht dies durch größere Wärme und Wärmeunterschiede der Luft zu erklären, wobei natürlich auch die Niederschläge sehr viel stärker sein mußten. In anderen Fällen haben sich auch die Abflußgebiete im Laufe langer Zeiträume sehr verändert. So wird aus dem Studium der Talbildungen geschlossen, daß die Elbe gegen das Ende der Eiszeit auch das Wasser des Oder- und des Weichselgebietes abgeführt hat.

22. Bewegung der Sinkstoffe. Das Vorkommen der Geschiebe und der kleineren, in den Flußbetten fortbewegten oder abgelagerten festen Stoffe ist in Artikel 21 erläutert. Daß in den

Flußbetten vorzugsweise Kies und Sand abgelagert ist, erklärt sich dadurch, daß die sonstigen Bestandteile der Gesteine und Erdarten teils in dem Wasser aufgelöst, teils so fein zerteilt werden, daß sie nicht sogleich niedersinken, sondern von dem Wasser schwebend fortgeführt werden und erst in größerer Entfernung von ihrem Ursprungsorte niederfallen oder bis in das Meer gelangen. Deshalb findet sich in dem unteren Teile der Ströme, vorzugsweise in den Mündungsdeltas, häufig tiefer Schlick. Die gröberen Sinkstoffe dagegen, als Gerölle und Kies, werden weniger weit fortbewegt, sondern fallen bald zu Boden, wobei eine Sonderung nach der Größe stattfindet. Die schweren Stücke finden sich vorzugsweise im Stromstriche, wo die Geschwindigkeit am größten ist, die feineren an den geschützteren Teilen des Bettes und des Überschwemmungsgebietes. Bei jeder Geschwindigkeitszunahme tritt eine Vermehrung, bei jeder Abnahme eine Verminderung der Sinkstoffbewegung ein, und die bei kleinem Wasser entstandenen Ablagerungen werden bei Hochwasser häufig aufs neue in Bewegung gesetzt. Zur Bewegung der Sinkstoffe ist Arbeit erforderlich, und der größte Teil der lebendigen Kraft des fließenden Wassers wird zu dieser Arbeitsleistung verbraucht. Die Geschwindigkeit des Wassers ist daher an der Sohle und den Wandungen des Bettes am kleinsten.

Nach Versuchen am Oberrhein setzen sich die auf der Sohle in Ruhe angetroffenen Sinkstoffe beim Aufrühren mittels Stangen in Bewegung, wenn die Geschwindigkeit des Wassers, gemessen in 5 cm Höhe über der Sohle, folgende Größe hatte:

für Steine bis 2,5 kg Gewicht .	$v = 1{,}80$ m
„ „ „ 1,0 „ „ .	$v = 1{,}59$ „
„ Kies bis Taubeneigröße . .	$v = 1{,}12$ „
„ „ „ Haselnußgröße . .	$v = 0{,}92$ „
„ „ „ Bohnengröße . .	$v = 0{,}90$ „
„ „ „ Erbsengröße . .	$v = 0{,}75$ „

Die Fortbewegung der aufgerührten Sinkstoffe hört dagegen nach den Versuchen Dubuats für Kies von Bohnengröße bei 0,33 m und für Kies von Erbsengröße bei 0,19 m Geschwindigkeit auf.

Der Sand zeigt bei nicht zu kleiner Wassergeschwindigkeit eine schwimmende und springende Bewegung, und die sich im Wasser bildenden Wirbel reißen die feinen Sandteilchen mit sich, wie der Wind den Rauch forttreibt. In mäßig bewegtem Wasser findet dagegen vorzugsweise ein rollendes und gleitendes Vorrücken statt, indem sich auf der Sohle Rücken bilden, deren Oberfläche stromaufwärts flach geneigt ist, während sie stromabwärts steil

abfallen. Die Sandkörnchen steigen erst gleitend, dann rollend langsam auf der flachen Seite des Rückens und fallen den steilen Abhang hinab. Sie werden dann von den nachfolgenden Sandkörnchen begraben, bis das Spiel nach entsprechendem Vorrücken der Bodenwelle sich wiederholt.

Dieses Vorrücken betrug bei einer Sohlengeschwindigkeit des Wassers von 0,16 bis 0,21 m etwa 0,25 bis 0,26 m in einer Stunde oder 5 km in zwei Jahren. Nach anderen Versuchen betrug das Vorrücken

bei der Oberflächengeschwindigkeit von 0,60 m etwa 2,6 m
„ „ „ „ 1,00 „ „ 10,3 „

in 24 Stunden. Die Kiesbänke am Oberrhein rücken jährlich etwa 300 bis 600 m fort.

Ein wie großer Teil der gesamten Sinkstoffe aus den Gebirgen stammt und mit dem fließenden Wasser, wenn auch viel langsamer, abwärts wandert, hat noch nicht festgestellt werden können. Die Annahme, daß auch die feineren Geschiebe einen solchen Ursprung hätten und aus den gröberen Geschieben durch Abwaschen und Zerkleinerung entstanden seien, steht mit vergleichenden Untersuchungen über die Beschaffenheit der Geschiebe im Widerspruch. Durch fortgesetztes Reiben gröberer Geschiebe entsteht niemals Sand, sondern Schlamm. Es ist deshalb wahrscheinlich, daß der größte Teil des in den Niederungen sich vorfindenden Flußsandes von den Uferabbrüchen in der Nähe der Ablagerungsstellen herstammt und daß nur ein verhältnismäßig kleiner Teil auf weite Strecken abwärts gelangt ist.

Die Masse der Sinkstoffbewegung ist bisweilen sehr bedeutend. In dem Donaudurchstich bei Wien wurden im April 1879 etwa 93 000 cbm abgelagert, im März 1877 sind dagegen 556 000 cbm fortgeführt worden. Für den Mississippi werden die Sinkstoffe auf $\frac{1}{1500}$ Gewichtsteile der abfließenden Wassermenge und die jährlich in das Meer geführte Menge auf 180 Millionen cbm geschätzt.

23. Wasserstände. Die Höhe, bis zu welcher ein Flußbett sich mit Wasser füllt, hängt bei gegebener Form des Bettes von der Geschwindigkeit und der Menge des fließenden Wassers ab.

Mit den Bezeichnungen in Artikel 19 ist

$$Q = Fv.$$

Es sei ferner B die Wasserspiegelbreite, z die Höhe des Wasserspiegels über einem beliebig angenommenen Nullpunkte. Vermehrt

sich nun die Wassermenge um dQ und die Geschwindigkeit um dv, während bei unverändertem Flußbett der Wasserspiegel um dz steigt, so wächst der Querschnitt um

$$dF = B\,dz.$$

Es gilt dann zwischen dQ und dz die Gleichung

$$dQ = F\,dv + v\,dF = F\,dv + vB\,dz$$

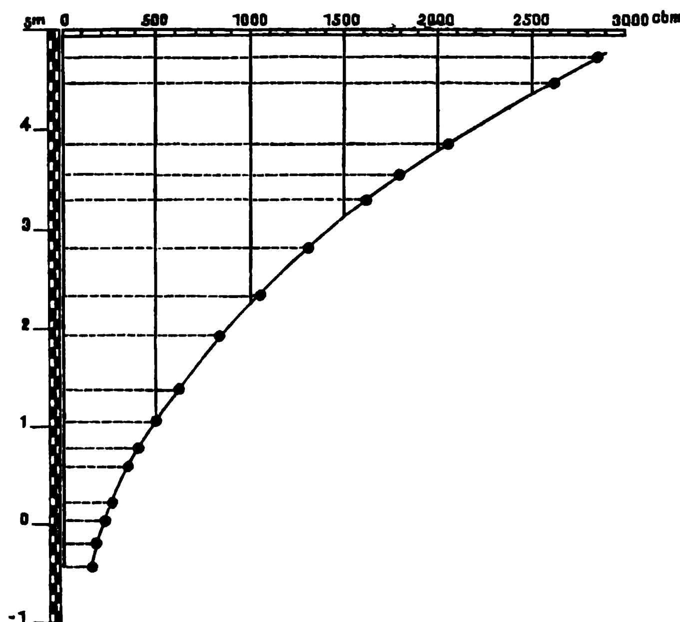
$$dz = \frac{dQ - F\,dv}{Bv}.$$

Dementsprechend ist auch für eine kleine endliche Hebung des Wasserstandes

(2) $$\Delta z = \frac{\Delta Q - F\Delta v}{Bv}.$$

Durch diese Formel wird der Zusammenhang zwischen der Wassermenge und dem Wasserstande eines gegebenen Querschnitts ausgedrückt. Außer diesen beiden Größen kommen darin noch die Größen B und v vor, und man erkennt, daß für einen gegebenen Zuwachs ΔQ der Wassermenge die Hebung Δz des Wasserstandes um so kleiner ausfällt, je größer die Wasserspiegelbreite B und

Abb. 8.



die Zunahme Δv der Geschwindigkeit ist. Die Hebung wird unter sonst gleichen Umständen doppelt so groß, wenn die Breite um die Hälfte kleiner wird, und anderseits kann sie, wenn die Ge-

schwindigkeit stark zunimmt, gleich Null oder gar negativ werden. In dem letzten Falle würde sogar eine größere Wassermenge bei einem niedrigeren Wasserstande abfließen.

Die Beziehungen zwischen Wasserstand und Wassermenge sind daher keineswegs so einfach, daß ohne weiteres aus der Höhe des Wasserstandes auf die Größe der Abflußmenge geschlossen werden kann. Diesen Beziehungen muß umsomehr eine besondere Aufmerksamkeit zugewandt werden, als auch das Flußbett nicht unveränderlich zu sein pflegt.

Die Wassermenge ist in den Bächen und Flüssen im allgemeinen eine gegebene Größe, d. h. sie läßt sich nicht beliebig vermehren oder vermindern, sondern an jeder Stelle muß jederzeit soviel abfließen, als den Zuflüssen von oben entspricht. Bleibt die Wassermenge eine Zeitlang unverändert, so wird auch der Wasserstand seine Höhe beibehalten. Der Fluß befindet sich dann im Beharrungszustande. Für eine andere Wassermenge wird bei hinreichend langer Dauer ein Beharrungszustand mit einer anderen Wasserhöhe eintreten; daher besteht, wenn man nur die Beharrungszustände in Betracht zieht und wenn das Flußbett sowohl an der Beobachtungsstelle wie auch oberhalb und unterhalb unverändert bleibt, eine bestimmte Beziehung zwischen Wassermenge und Wasserstand. Diese Beziehung läßt sich nur durch Beobachtung und Messung auffinden und muß für jede zu untersuchende Abflußstelle besonders ermittelt werden. Hat man für diesen Zweck bei verschiedenen Wasserständen, und zwar jedesmal im Beharrungszustande die abfließende Wassermenge gemessen, so lassen sich die Zwischenwerte durch Einschaltung, am besten durch ein zeichnerisches Verfahren bestimmen, und man erhält die Abflußtafel, welche für jeden Wasserstand die abfließende Wassermenge liefert. Diese ist aber nur für die betreffende Abflußstelle anwendbar, und sie bedarf jedesmal, wenn in der zugehörigen Flußstrecke eine Änderung der Abflußquerschnitte oder des Gefälles eintritt, der Berichtigung. Abb. 7 zeigt die Abflußtafel der Elbe an der Flutgrenze bei Artlenburg. Die Ordinaten geben die Wasserstände in m über und unter dem Pegelnullpunkt an, während den Abszissen die Abflußmengen in cbm entsprechen.

Von großer Wichtigkeit ist die Art der Beobachtung des Wasserstandes. Man bedient sich dazu der Pegel. Dies sind Höhenmaßstäbe, gewöhnlich hölzerne oder eiserne Latten, welche nach Metermaß eingeteilt und so aufgestellt sind, daß man den Stand des Wasserspiegels unmittelbar ablesen kann. Die Art der Aufstellung und die Höhe des Nullpunktes der Pegelteilung ist an

und für sich gleichgültig und kann beliebig gewählt werden. Denn der Pegel soll weiter nichts sein als ein Beobachtungsmittel für die örtlichen Wasserstandsänderungen. Man hat sich manchmal von der Absicht leiten lassen, die Pegelnullpunkte nach einer bestimmten Regel festzusetzen, die verschiedenen Pegel eines Wasserlaufes beispielsweise so anzubringen, daß ihre Nullpunkte sämtlich auf Niedrigwasser oder um ein überall gleiches Maß darunter liegen. Aber dieser Zweck läßt sich, wenn überhaupt, so doch nur vorübergehend erreichen, weil kein Wasserlauf dauernd unverändert bleibt. Ähnliche Schwierigkeiten zeigen sich bei jeder anderen Regel für die Pegelsetzung. Wollte man z. B. sämtlichen Pegelnullpunkten eine gleiche Höhe über dem Meeresspiegel (Normalnull) geben, so wäre für jeden Pegel ein genauer Anschluß an das allgemeine Höhennetz des Landes erforderlich. Wenn nun bei Herstellung des Nivellements Fehler vorkommen, und das läßt sich kaum ganz vermeiden, so geht der beabsichtigte Zweck doch verloren, und indem man zwischen der ursprünglich angenommenen und der nach späteren Ermittlungen wirklich vorhandenen Höhe zu unterscheiden hat, entstehen Unbequemlichkeiten und Irrtümer.

Die spätere Veränderung der Höhenlage eines bereits aufgestellten Pegels ist im höchsten Maße bedenklich und sollte nicht ohne sehr triftige Gründe vorgenommen werden, denn sie gefährdet den wichtigsten Zweck der Pegelbeobachtungen, nämlich die Erforschung und Beurteilung der an der Beobachtungsstelle in einem langen Zeitraum stattgehabten Höhenänderungen des Wasserspiegels. Jeder Pegel wird deshalb am zweckmäßigsten ohne Nebenrücksichten so aufgestellt, wie es den örtlichen Verhältnissen am besten entspricht, und die einmal gewählte Höhenlage ist unverändert beizubehalten und dauernd zu überwachen. Zur Prüfung der richtigen Lage muß der Nullpunkt an mindestens einen zuverlässigen Festpunkt durch Höhenmessung angeschlossen werden; dadurch gewinnt man zugleich ein sicheres Mittel, um die zur Auswechslung oder zur Erneuerung des Anstriches abgenommene oder etwa verloren gegangene Pegellatte richtig wieder anzubringen. Zweckmäßig ist die Vorschrift, auf allen Verzeichnissen der am Pegel beobachteten Wasserstände die Höhe des Pegelnullpunktes unter dem Festpunke zu vermerken. Unter allen Umständen sollte eine etwaige Veränderung des Nullpunktes oder der Festpunkte sorgfältig festgestellt und in den Pegelakten angegeben werden.

Der Wasserstand wird gewöhnlich täglich zu einer bestimmten Stunde abgelesen und aufgeschrieben. Abweichende Vorschriften sind im Flutgebiet angezeigt, wo die Beobachtungszeit sich nach dem Eintritt des Hochwassers und Niedrigwassers zu richten hat.

Während der Hochfluten ist der Pegelstand auch im Binnenlande mehrmals im Laufe des Tages abzulesen.

Aus den Wasserstandsangaben der Pegellisten bildet man die Monats- und Jahresmittel der Wasserstände und für eine längere Beobachtungszeit deren durchschnittliche, höchste und niedrigste Werte. Es gilt dafür dasselbe, was in Artikel 20 über die Wassermengen gesagt worden ist, die vorangestellt wurden, weil sie die Ursache der Veränderungen der Wasserstände sind. Es würde unlogisch sein zu sagen, ein Fluß hätte eine größere Wassermenge abzuführen, weil sein Pegelstand gestiegen sei, da vielmehr nur deshalb ein höherer Wasserstand am Pegel abgelesen wird, weil die Wassermenge größer geworden ist. Freilich ist die Änderung der Wassermenge sehr viel schwieriger festzustellen als die Änderung des Wasserstandes. Der Wasserstand läßt sich leicht beobachten, die Wassermenge aber muß, wenn man von der umständlichen unmittelbaren Messung absieht, auf Grund der Pegelablesungen unter Benutzung einer Abflußtafel aus dem Wasserstand bestimmt werden. Darum begnügt man sich in den meisten Fällen damit, den Wasserstand fortlaufend zu beobachten. Die genaue Kenntnis der Wasserstände ist in der Regel auch noch wichtiger als die Kenntnis der Wassermengen. Man muß sich aber hüten, beide miteinander in einen falschen Zusammenhang zu bringen und z. B. die mittlere Wassermenge eines Monats oder Jahres als die Wassermenge zu bestimmen, die dem mittleren Wasserstande des entsprechenden Zeitraumes entspricht.

Die Größe der Wasserstandsschwankungen ist aus den am Anfange dieses Artikels angeführten Gründen nicht an allen Stellen eines Flusses gleich groß, auch nicht an solchen, wo die Wassermengen gleiche Größe haben. Je breiter der Wasserspiegel ist, desto langsamer steigt oder fällt er mit der Zu- oder Abnahme des Wasserstandes. Auch das Gefälle ist von Einfluß, denn mit dem Gefälle des Wasserspiegels wächst die Geschwindigkeit, und der Zuwachs Δz der Pegelhöhe ist für den Zuwachs ΔQ der Wassermenge bei gleichbleibendem Flußbett um so kleiner, je größer die Geschwindigkeit ist. Dieser Unterschied kann aber durch eine größere Breite der schwächer geneigten Strecke ausgeglichen werden.

Die Anschwellungen erreichen nicht nur an verschiedenen Stellen des Flusses eine sehr verschiedene Höhe, sondern auch die Geschwindigkeit ihres Fortschreitens ist sehr verschieden. Im allgemeinen erfolgt das Fortschreiten der Anschwellung um so schneller, je höher die Anschwellung ist, jedoch erleidet diese Regel eine Ausnahme in dem Falle, wo bei dem Eintritt der

Überschwemmung das Wasser ausufert und sich über große Flächen ausbreitet. In diesem Zeitpunkte verlangsamt sich sowohl das Ansteigen des Wassers als das Fortschreiten der Anschwellung, während später wiederum die allgemeine Regel befolgt wird.

Die Anschwellungen der Flüsse bilden im Längenschnitt einen weit ausgedehnten Wasserberg oder eine Welle, die sich in der Richtung der Strömung fortbewegt. Auf ihrer vorderen Abdachung ist das Gefälle stärker, auf der hinteren schwächer als im Beharrungszustande. Die Länge der Welle wird während ihres Fortschreitens immer größer, indem sie sowohl nach vorn voraneilt, als auch nach hinten zurückbleibt. Der Ablauf der Anschwellungen vollzieht sich immer langsamer als das Steigen des Wasserstandes, wozu der Umstand beiträgt, daß bei Eintritt eines starken Regenfalles oder der Schneeschmelze die Zuflüsse sehr bald größer werden, dann längere Zeit andauern und später viel langsamer abnehmen, als sie anfangs zugenommen haben.

Die höchsten Wasserstände kommen an vielen Flüssen zur Zeit der Eisgänge vor. Der hohe Stand wird dann häufig nicht lediglich durch die abzuführende Wassermenge bedingt, sondern durch eine Eisversetzung, indem die von der Strömung fortgeführten Eismassen sich übereinanderschieben, an vorspringenden Ufern festsetzen und so den Abflußquerschnitt verkleinern und die Bewegungswiderstände vermehren. Für solche Fälle gelten die durch die Abflußtafel gegebenen Beziehungen zwischen Wasserstand und Wassermenge natürlich nicht.

Für die Darstellung des Längsgefälles eines Flußlaufes ist das Hochwasser sowie das Niedrigwasser maßgebend. Der Hochwasserstand (H. W.) ist der höchste innerhalb der Beobachtungszeit bei ungestörtem Abfluß vorgekommene Wasserstand. Ihm steht der niedrigste beobachtete Wasserstand (N. W.) gegenüber. Für wasserbauliche Untersuchungen kommen aber noch verschiedene andere Wasserstände in Betracht, so z. B. das mittlere Sommerwasser (M. S. W.), d. h. der mittlere Wasserstand der Monate Mai bis Oktober. Unter gewöhnlichem Wasserstand (G. W.) versteht man denjenigen, der im Laufe eines Jahres an ebensoviel Tagen überschritten ist, als er nicht erreicht wurde. Der bordvolle Wasserstand entspricht der Höhe der Ufer. Der mittlere Wasserstand (M. W.) ist das arithmetische Mittel der an den einzelnen Tagen beobachteten Wasserstände; er ist ein berechneter Wert, den man für verschiedene Zeiträume, Monate, Jahre usw. ermitteln kann.

Die mannigfaltigen Schwankungen der Wasserstände und der Wassermengen bringen es mit sich, daß eine gleichförmige Wasserbewegung in den Bächen und Flüssen nur selten vorkommt. Selbst

im Beharrungszustande bilden kleine Stauungen und Geschwindigkeitswechsel wegen der unregelmäßigen Beschaffenheit der Betten die Regel. Die besonderen Erscheinungen, welche bei größeren Anstauungen vorkommen, sind in Artikel 31 bis 34 behandelt.

24. Geschwindigkeiten. Unter der Geschwindigkeit des Wassers wird der in einer Sekunde zurückgelegte Weg verstanden, also das Verhältnis

$$v = \frac{\text{Wegelänge in m}}{\text{Zeit in Sekunden}}.$$

Es wurde bisher stillschweigend angenommen, daß alle Wasserteilchen eines Wasserquerschnitts F die gleiche Geschwindigkeit besäßen, und daraus ergab sich die Beziehung

Wassermenge in der Sekunde = Wasserquerschnitt × Geschwindigkeit oder $$Q = Fv.$$

In Wirklichkeit trifft diese Voraussetzung in den Wasserläufen niemals zu, vielmehr haben die Wasserteilchen an den einzelnen Stellen eines Querschnitts verschieden große Geschwindigkeiten. Die durch einen bestimmten Querschnitt abfließende Wassermenge kann daher nur in der Weise durch Messung gefunden werden, daß man den ganzen Querschnitt in Teile zerlegt, jeden Flächenteil mit der ihm zukommenden Geschwindigkeit multipliziert und die einzelnen Produkte zusammenzählt,

$$Q = \Sigma F' v'.$$

Der Einfachheit wegen pflegt man jedoch die Beziehung $Q = Fv$ beizubehalten. Die mittlere Geschwindigkeit des Querschnitts ist dann

$$v = \frac{\Sigma F' v'}{\Sigma F'} = \frac{Q}{F}.$$

Die Einzel-Geschwindigkeiten verteilen sich innerhalb eines Querschnitts so, daß die Geschwindigkeiten von der Sohle nach der Oberfläche und vom Ufer zum Stromstrich zunehmen. Es ist nicht gelungen, das Gesetz der Geschwindigkeitsänderungen auf theoretischem Wege festzustellen, durch unmittelbare Messungen hat man jedoch einige allgemeine Beziehungen gefunden.

Wenn in den untereinanderliegenden Punkten einer Lotrechten die Geschwindigkeiten gemessen und im verkleinerten Bilde wagerecht aufgetragen werden, so pflegen die erhaltenen Linien, welche die Beziehungen der Geschwindigkeit zum Abstand von der Sohle darstellen, ziemlich unregelmäßig auszufallen. Wenn man aber für mehrere benachbarte Lotrechten die Mittelwerte bildet oder die Messungen mehrfach wiederholt, so gleichen sich

die zufälligen Fehler der Messung einigermaßen aus, und die Kurven erhalten ein regelmäßigeres Aussehen. Die vielfachen Bestrebungen, diese Kurven einer parabolischen Bogenlinie anzupassen, haben keinen Erfolg gehabt. Besser gelang es Jasmund, aus einer großen Anzahl von Geschwindigkeitsbeobachtungen, die an der Elbe ausgeführt waren, die Beziehungen zwischen den Geschwindigkeiten v in den einzelnen Punkten einer Lotrechten und den Abständen x dieser Punkte von der Sohle nach dem Gesetz der logarithmischen Linie auszudrücken. Danach würde

$$v = a + b \log x$$

sein. Die Beiwerte a und b sind aus den Messungsergebnissen abzuleiten.[1])

Wichtig ist besonders das Verhältnis der Oberflächengeschwindigkeit zu der mittleren Geschwindigkeit, da sich jene verhältnismäßig am leichtesten messen läßt und es wünschenswert ist, hieraus die mittlere Geschwindigkeit ableiten zu können. Drei Fragen kommen hierbei in Betracht, nämlich das Verhältnis der Oberflächengeschwindigkeit zu der mittleren Geschwindigkeit derjenigen Lotrechten, in der jene gemessen wurde, zweitens das Verhältnis der größten Oberflächengeschwindigkeit (im Stromstriche) zu der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit und drittens das Verhältnis der mittleren Oberflächengeschwindigkeit zu der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit.

Aus den Beobachtungen hat man Mittelwerte für das Verhältnis abgeleitet, die freilich nur einen ungefähren Anhalt zu bieten vermögen, wenn man sie auf beliebige Fälle anwenden will.

Die mittlere Geschwindigkeit in einer Lotrechten beträgt etwa $^6/_7$ oder 0,85 der Oberflächengeschwindigkeit. Die Grenzwerte sind etwa

0,78 und 0,93,

und das Verhältnis nähert sich bei geringen Geschwindigkeiten der unteren, bei großen Geschwindigkeiten der oberen Grenze. Nach Jasmund ergibt sich aus den Messungen an der Elbe und am Rhein, daß die mittlere Geschwindigkeit einer Lotrechten um 0,63 der Wassertiefe unter dem Wasserspiegel liegt.

Die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit v beträgt 0,68 bis 0,82 der größten Oberflächengeschwindigkeit v_0 mit etwa 0,75 als Durchschnittsverhältnis.

Endlich ist das Verhältnis der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit zu der mittleren Oberflächengeschwin-

---

[1]) Siehe die Mitteilungen von Jasmund in der Zeitschr. f. Bauwesen 1898, sowie Handb. der Ing.-Wiss., Teil III, Bd. 1. 4. Aufl. S. 462.

digkeit = 0,90 bis 1,0, durchnittlich etwa = 0,95 anzunehmen, es nähert sich also am meisten der Einheit. (Vergl. Artikel 39.)

Die Formeln für die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit kommen in Artikel 29 zur Besprechung. Diese Geschwindigkeit ist erster Linie von dem Gefälle des Wasserspiegels, dann aber auch in von der mittleren Tiefe und von der Rauhigkeit des benetzten Umfanges abhängig. Bei gleichbleibendem Gefälle nimmt die Geschwindigkeit zu, wenn die mittlere Wassertiefe größer wird.

In keinem Wasserlauf kommt auf längere Strecken eine beschleunigte Bewegung, ein Abfluß mit stetig zunehmender Geschwindigkeit vor. Hierin unterscheidet sich der Abfluß des Wassers von dem Abwärtsgleiten fester Körper auf geneigter Ebene. Denn wenn in dem letzten Falle die beschleunigende Kraft größer ist als die zu überwindende Reibung, so findet Abwärtsbewegung mit Beschleunigung statt. Beim Abfluß des Wassers nehmen dagegen die Bewegungswiderstände mit der Geschwindigkeit der Bewegung derart zu, daß bald ein Gleichgewichtszustand eintritt. Einmal wachsen die Reibungswiderstände an dem benetzten Umfange mit der Geschwindigkeit, und zwar schneller als diese. Alsdann sind aber auch die inneren Bewegungen der Wasserteilchen, die Wirbelbewegungen, um so größer, je größer die Geschwindigkeit ist, und es wird dadurch häufig ein großer Teil der lebendigen Kraft verzehrt. Beispiele dafür findet man bei Wasserfällen, im Unterwasser von Stauanlagen, Werkkanälen und Floßrinnen, in Stromschnellen, bei Querschnittserweiterungen unterhalb von Brücken usw. Die größere Geschwindigkeit des ankommenden Wassers geht überall auf kurzer Strecke verloren, und von der lebendigen Kraft, die beim Absturz oder bei der Lösung des Staues gewonnen war, wird nichts für die Bewegungsarbeit auf der unteren Strecke nutzbar gemacht.

Die Geschwindigkeit des Wassers ist daher von dem Gefälle der weiter aufwärts liegenden Flußstrecke nur in ganz geringem Maße abhängig, sie wird beinahe ausschließlich durch das Gefälle an derjenigen Stelle bedingt, welche das Wasser gerade durchfließt. Ein zu großes Anwachsen der Geschwindigkeit wird aber durch die inneren Bewegungen verhindert.

Wenn die lebendige Kraft für einen ruhigen Abfluß des Wassers zu groß wird, also starke Wirbelbewegungen entstehen, wird das Flußbett angegriffen, und sofern Bett und Ufer nicht genügend widerstandsfähig sind, werden sie aufgewühlt und ausgetieft. Anderseits findet bei geringen Geschwindigkeiten Ablagerung der aus schneller fließenden Strecken mitgeführten Sinkstoffe statt. Das Bett der Gebirgsbäche würde großen Zerstörungen ausgesetzt

sein, wenn es nicht mit sehr groben Geschieben bedeckt wäre, wie denn auch bei Deichbrüchen das in den Polder einströmende Wasser tiefe Auskolkungen in dem losen Untergrunde bildet.

Jede Einschränkung der Flußbreite bewirkt die Bildung größerer Wassertiefe, und die vermehrte Geschwindigkeit hat stärkere Angriffe der Sohle zur Folge. Durch Verbreiterung des Bettes werden dagegen die Angriffe der Sohle und der Ufer vermindert.

Die inneren Bewegungen werden durch die Krümmungen und Unebenheiten des Bettes, durch Vorsprünge, Stromspaltungen, Querschnittsveränderungen und Einmündung von Seitengewässern gefördert, aber auch in einem geraden Wasserlauf mit glatten Wandungen bewegen sich die einzelnen Wasserteilchen nicht überall in einer Richtung, sondern sie fließen stellenweise auseinander und gegeneinander, besonders, wenn der Wasserlauf ein stärkeres Gefälle hat, also die mittlere Geschwindigkeit nicht ganz gering ist. Als ein Beweis dafür, daß ein erkennbarer Teil der lebendigen Kraft des Wassers durch die vielfach gegen- und auseinder gerichteten inneren Bewegungen der Wasserteilchen verbraucht wird, kann die bekannte Erscheinung angesehen werden, daß große, mit dem Strome schwimmende Massen, wie Schiffe, dem Wasser voraneilen. Das Gewicht des Schiffes ist dem des verdrängten Wassers gleich, und es erhält wie dieses den durch das Gefälle bedingten Antrieb; innerhalb des Schiffskörpers finden aber nicht die Arbeitsverluste statt, welche das verdrängte Wasser infolge der inneren Bewegungen seiner Teilchen erlitten haben würde. Wo die inneren Bewegungen im Wasser am größten sind, wie z. B. unterhalb einer Stromschnelle, da ist auch der Unterschied der Geschwindigkeiten am auffallendsten, und das Schiff kann, obwohl es nur vom Strome getrieben wird, scharf und sicher gesteuert werden.

25. Eis in den Wasserläufen. In stehenden Gewässern bildet sich das Eis nur an der Oberfläche, denn sobald das Wasser bis auf $+4^\circ$ erkaltet ist, hat es seine größte Dichte erreicht, und bei weiterer Abkühlung der Oberflächenschicht wird diese leichter als das darunter befindliche Wasser und schwimmt auf diesem. Durch die bei 0° eintretende Erstarrung der Decke werden die tieferen Schichten vor schneller Abkühlung geschützt. Bei Temperaturmessungen in einem mit Eis bedeckten stehenden Gewässer treffen wir daher unter der Eisschicht eine Wasserwärme von wenig über 0°, darunter höhere Temperaturen und an der Sohle 4°, vorausgesetzt, daß auch der Boden diese Temperatur annimmt. Ganz anders ist die Eisbildung in fließendem Wasser. Starke Strömung verhindert die Erstarrung, während durch die Wirbel-

bewegungen und das Durcheinanderfließen der verschiedenen Wasserteilchen das ganze Wasser ziemlich gleichmäßig bis auf den Gefrierpunkt erkaltet. In der Elbe bei Hamburg wurde wochenlang die Temperatur des Oberflächenwassers und des einige m unter der Oberfläche befindlichen Wassers genau gemessen, und die Unterschiede waren nie größer als 0,02 bis 0,03° C. Es ist klar, daß unter solchen Umständen die an der Wasseroberfläche sich bildenden feinen Eisnadeln nur in geschützten Buchten an dem Ufer zu sogenanntem Randeis zusammenfrieren können. Sie verteilen sich im übrigen auf die ganze Wassermasse, und die bis dahin ihrer Kleinheit wegen unsichtbaren Nadeln frieren häufig zuerst am Boden, wo die Geschwindigkeit am geringsten ist, zu größeren Massen zusammen. Das Grundeis entsteht oft in überraschend großer Menge, namentlich, wenn bei Frostwetter und heiterem Himmel eine starke Wärmeausstrahlung stattfindet, ohne daß man vorher an der Oberfläche eine Eisbildung wahrnimmt. Die am Boden entstandenen lockeren Eismassen haben, weil sie leichter als Wasser sind, das Bestreben, sich loszureißen und emporzusteigen. Sie folgen dann der Strömung. Die Masse des im Wasser treibenden lockeren Eises (Sichteis, Sickeis, Galerteis) vermehrt sich bei scharfem Frost, namentlich wenn zugleich Schnee fällt, in starkem Maße. Da dieses im Wasser treibende Eis aber nicht so leicht als das flüssige Wasser den vorkommenden Hindernissen ausweichen kann, so wird es häufig aufgehalten, die Eisanhäufungen sammeln sich an den Ufern und überall da an, wo eine verminderte Geschwindigkeit des Wassers eintritt, also z. B. hinter Brückenpfeilern, in Buchten usw., und fördern hier wieder die Bildung des Randeises. Schließlich entsteht in vielen Fällen doch eine feste Eisdecke. Wenn dann neue Schollen ankommen, so schieben sich diese bald unter, bald auf die Decke, wodurch die Eismassen immer tiefer eintauchen und den Abflußquerschnitt einengen, ja manchmal ganz versperren. Hohe Eisberge können sich dabei zusammenschieben und es gibt für solche Eisstopfungen kaum eine Grenze. Sie treten um so leichter ein, je niedriger der Wasserstand war, bei welchem die Eisdecke sich bildete.[1])

Die Beseitigung eines Eisstandes und namentlich einer Eisstopfung ist sehr schwierig. Die Hauptsache dabei ist, daß die Schollen am stromabwärts liegenden Ende der stehenden Decke gelöst werden und abschwimmen können. Deshalb sind Eisbrech-

[1]) Eingehende Studien über die Eisbildung in fließenden Gewässern sind von dem schweizerischen Ingenieur Dr. phil. G. Lüscher angestellt. Die Ergebnisse sind 1906 in Aarau veröffentlicht.

dampfer wirksamer als Sprengungen, Eissägen und andere Vorrichtungen.[1]) Günstig für die Lösung von Eisstopfungen ist es, wenn unterhalb der Wasserstand ansteigt und wenn warmer Regen eintritt. Steigender Wasserstand veranlaßt gewöhnlich den Aufbruch der Eisdecke und den Beginn des Eisganges. Dieser verläuft am günstigsten, wenn die Eisdecke bei niedrigem Wasserstande entstanden war und während des Aufbruches der Wasserzufluß durch Nachtfröste verlangsamt wird. Hat sich die Eisdecke bei hohem Wasserstande gebildet, so sind auch die auf den Überschwemmungsflächen entstandenen großen Eismassen abzuführen, und der alsdann bei hohem Wasserstande stattfindende Aufbruch führt zu einem gefährlicheren Eisgang.

---

[1]) S. Görz und Buchheister: Das Eisbrechwesen im Deutschen Reich. Berlin 1900.

Vierter Abschnitt.

Bewegung des Wassers.

26. Anwendbarkeit der Theorie. Die Grundlage und der Prüfstein aller Theorie ist die Erfahrung, durch die wir das Gesetzmäßige in dem Wechsel der Erscheinungen bemerken und erkennen können. Das eigentliche Wesen der Dinge bleibt uns verborgen, und wir können von ihnen keine Erklärung geben und keinen Gebrauch machen, die nicht innerhalb der uns zugänglichen Erscheinungen liegen. Je unzulänglicher die Beobachtungen und Versuche über einen Gegenstand sind, desto unbestimmter ist uns sein Begriff und um so unsicherer ist die Theorie, welche zur Erklärung der gegebenen Erscheinungen und zur Anwendung auf ähnliche Fälle ersonnen wird. Nun haben die Flüssigkeiten die Eigentümlichkeit, daß ihre Massenteilchen sich leicht voneinander trennen und gegeneinander verschieben lassen, daß sie aber gleichwohl eines gewissen Zusammenhanges nicht entbehren. Durch die Bewegung einzelner Teilchen werden andere, über welche die ersteren hinweggleiten, ebenfalls in Bewegung gesetzt, und überall zeigt es sich, daß nur unmerkliche Übergänge der Geschwindigkeiten zwischen den Wasserteilchen stattfinden. Es ist dies ein Zeichen, daß eine, wenn auch geringe innere Reibung vorhanden ist. Ebenso verhält es sich mit der Bewegung des Wassers an festen Wandungen und bei der Berührung mit solchen, ja sogar mit der Luft. Solange uns nun der innere Zusammenhang der flüssigen Elemente und ihr Zusammen- oder Gegeneinanderwirken nicht genau nach Art und Größe bekannt ist, dürfen wir keine völlig befriedigende Theorie der Bewegung des Wassers erwarten. Auch darf es nicht befremden, daß eine Theorie, für welche die offenbar unzutreffende Annahme der Reibungslosigkeit der Flüssigkeiten in Ermangelung einer besseren Kenntnis zugrunde gelegt werden muß, nicht mit der Erfahrung übereinstimmt.

Der rein theoretische Weg hat in der Hydraulik bisher noch nicht zu Ergebnissen geführt, die durch Beobachtungen bestätigt sind. Nichtsdestoweniger ist es ein dringendes Bedürfnis, bei jeder

hydrotechnischen Anlage den zu erwartenden Erfolg wenigstens annähernd vorher beurteilen zu können, und dazu ist nötig, die unter ähnlichen Verhältnissen gemachten Erfahrungen zu sammeln und durch sie die mangelhafte theoretische Erkenntnis zu ergänzen. Wo das allgemeine Gesetz unbekannt ist, darf man aus den Beobachtungen nur innerhalb gewisser Grenzen auf die Anwendbarkeit der aus jenen hergeleiteten Regeln schließen. Ob diese noch über die Grenzen der gemachten Beobachtungen hinaus gelten, kann man nicht wissen, innerhalb jener Grenzen können aber die aus sorgfältigen Beobachtungen hergeleiteten Erfahrungsregeln eine für praktische Zwecke ausreichende Grundlage bieten.

Man hat sich vielfach bemüht, die Gesetze, nach denen die Bewegung des Wassers erfolgt, zu erforschen. Daraus erklärt sich die große Zahl der aufgestellten Formeln. Diese beruhen indessen gewöhnlich auf ganz unsicheren und in vielen Fällen sogar augenscheinlich auf unrichtigen Voraussetzungen. Deshalb ist Vorsicht in der Benutzung der abgeleiteten Formeln anzuraten. Man kann sie nicht entbehren, darf sich aber auch nicht blindlings auf sie verlassen. Es würde auch der Sachlage wenig entsprechen, wenn man die Formelwerte mit sehr großer Genauigkeit ausrechnen wollte, während die Grundlage der Rechnung so unbestimmt ist, daß die wahrscheinlichen Abweichungen der Berechnung von der Wirklichkeit selbst in den günstigsten Fällen mindestens 1 vom Hundert, häufig aber das 3- bis 5fache und bisweilen noch mehr betragen. Eine große Schärfe der Ausrechnungen ist daher nicht bloß zwecklos, sondern wegen des falschen Scheines wissenschaftlicher Gründlichkeit auch wenig angemessen, und man wird sie nicht selten als ein Zeichen mangelnder Umsicht oder Einsicht ansehen dürfen. In vielen Fällen ist es besser, mehrere Formeln oder Regeln versuchsweise anzuwenden und je nach den dabei erhaltenen Ergebnissen und den besonderen Umständen des Falles die gesuchte Größe einzuschätzen.

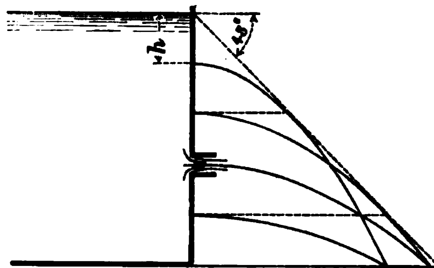
Die theoretischen Ergebnisse, welche unter den notwendigen vereinfachenden Annahmen, namentlich unter Vernachlässigung der Reibung der Wasserteilchen und der inneren Bewegungen erhalten werden, stimmen mit den Beobachtungen nicht überein. Um die Übereinstimmung herzustellen, verbessert man die theoretisch abgeleiteten Formeln durch die Einführung von Erfahrungsbeiwerten. Aber da das zugrunde gelegte Gesetz keine allgemeine Gültigkeit hatte, so darf man auch nicht darauf rechnen, mit einer unveränderlichen Größe als Erfahrungsbeiwert auszukommen, vielmehr müssen diese in den praktischen Formeln für verschiedene Anwendungen gewöhnlich auch verschieden ausfallen. Je weniger

sich der Beiwert ändert, desto brauchbarer ist im allgemeinen die Formel, je unbestimmter er ist, desto vorsichtiger muß man bei der Anwendung sein, und um so weniger ist man berechtigt, die Formel außerhalb der Versuchsgrenzen anzuwenden.

27. Ausfluß durch Öffnungen. Der Druck, welchen das in einem Gefäß enthaltene ruhende Wasser auf seine Wände ausübt, ist an jeder Stelle genau so groß als das Gewicht einer lotrechten Wassersäule, welche den betreffenden Teil der Wand zur Grundfläche hat und von dort bis zu der Höhe des freien Wasserspiegels reicht. Dieser Druck wirkt normal zur Wandfläche. Die Mitte einer kleinen Öffnung habe vom Wasserspiegel den Abstand h. Durch diese Öffnung fließt das Wasser nach der Theorie der vollkommenen, d. h. reibungslosen Flüssigkeit mit einer Geschwindigkeit aus, welche derjenigen eines aus der Höhe h der Wassersäule frei herabfallenden Körpers gleich ist. Es ist also theoretisch

$$v = \sqrt{2gh}.$$

Abb. 9.



Ein mit dieser Geschwindigkeit senkrecht emporgeworfener Körper steigt bekanntlich bis zur Höhe h an, so daß auch der ausfließende Wasserstrahl, wenn er aufwärts gerichtet ist, sich bis zu derjenigen Höhe, welche der Wasserspiegel in dem Gefäße hat, erheben müßte. Und die Versuche ergeben wirklich die theoretisch zu erwartende Steighöhe so genau, daß der Unterschied trotz des Luftwiderstandes nur 1 bis 2 vom Hundert ausmacht. Noch bessere Übereinstimmung zeigt sich, wenn die Kurve eines in wagerechter Richtung ausfließenden Wasserstrahles mit der theoretischen Wurfbewegung, deren Anfangsgeschwindigkeit gleich $\sqrt{2gh}$ ist, verglichen wird.

Man könnte nun erwarten, daß auch die ausfließende Wassermenge ihrem theoretischen Werte, d. i. dem Produkte $F \cdot v$ aus Geschwindigkeit und Ausflußquerschnitt, gleich sein müßte. Sie ist aber in Wirklichkeit nur

$$(3) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad Q = \mu F \sqrt{2gh}$$

und der Ausflußbeiwert μ ist stets erheblich kleiner als 1. Rein äußerlich erklärt sich der Minderwert der Wassermenge daraus, daß der ausfließende Wasserstrahl sich zusammenzieht und sein Querschnitt in geringer Entfernung von der Öffnung stets erheblich kleiner

als deren Fläche ist. Die Zusammenziehung ist am gleichmäßigsten bei den Öffnungen mit sehr scharfen, dem Strome zugekehrten Kanten in einer dünnen Wand, sie wird vermindert und die Ausflußmenge also vermehrt durch Abrundung der Ränder, durch Leitflächen im Inneren, die sich an die Öffnung glatt anschließen, und durch ebensolche äußere Ansatzstücke. Die Abflußmenge ist alsdann größer als bei vollständiger Zusammenziehung. Bei dieser kann man die Einschnürung des Wasserquerschnitts sehr deutlich wahrnehmen. Die Geschwindigkeit ist dabei nicht an allen Stellen des Wasserstrahls gleich groß, sondern an den Rändern gering, und sie nimmt von dort nach der Mitte hin bedeutend zu. Das Verhältnis, in welchem die Querschnittsverminderung eintritt, d. i. der Einschnürungsbeiwert, stimmt deshalb nicht ganz mit dem Ausflußbeiwert überein.

Nach den 1886 von Hamilton Smith gesammelten Ergebnissen[1]) der an verschiedenen Stellen ausgeführten Untersuchungen ist der Ausflußbeiwert μ sowohl von der Form und Größe der Öffnung abhängig, als auch von deren Abstand von dem Wasserspiegel. Für quadratische Öffnungen in dünner Wand ist der Wert μ

	bei einer Seitenlänge des Quadrats von 0,006 m	0,03 m	0,30 m
und bei einem Abstand der Öffnungsmitte vom Wasserspiegel von . . 0,21 m	0,656	0,616	0,596
0,30 „	0,648	0,613	0,599
0,90 „	0,632	0,607	0,603
6,00 „	0,606	0,602	0,600
30,00 „	0,599	0,598	0,598

Bei rechteckigen Öffnungen von größerer Breite sind die Werte μ um 0,012 bis 0,013 höher als bei quadratischen Öffnungen. Bei kreisförmigen Öffnungen ist der Wert von μ um 0,004 bis 0,006 niedriger.

Es geht hieraus hervor, daß eigentlich für jede Form und Größe der Öffnung, wie auch für jede Lage unter dem Wasserspiegel ein besonderer Wert μ gilt. Für genaue Untersuchungen muß man in der Tat hiernach verfahren. Meistens begnügt man sich indessen mit der Annahme eines festen Mittelwertes und setzt für scharfkantige Öffnungen in dünner Wand

$$\mu = 0.62.$$

---

[1]) S. Flamaut, Hydraulique, 2. Aufl. S. 59

Unter dieser Voraussetzung kann man den Ausfluß durch eine größere Öffnung mittels Integration bestimmen. Die Integration hat aber nur in bedingter Weise Bedeutung.

Wenn der Ausfluß unter Wasser erfolgt, so ist die Druckhöhe h gleich dem Höhenunterschiede zwischen Ober- und Unterwasser und für alle Teile der Öffnung gleich groß. Bei freiem Ausflusse ist dagegen h und somit auch v für die einzelnen Teile der Öffnung verschieden. Die Ausflußmenge kann demnach allgemein mit

$$Q = \mu \sqrt{2g} \cdot \int \sqrt{h} \cdot dF$$

angenommen werden.

Für rechteckige Öffnungen von der Breite b und der Höhe a welche ganz über dem Unterwasser liegen, lautet die Formel dann

$$(4) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[h_1^{3/2} - h_2^{3/2}\right],$$

wenn h_1 und h_2 die Druckhöhen an der unteren und oberen Kante der Öffnung bezeichnen.

Setzt man $H = \frac{h_1 + h_2}{2}$, so ist (Abb. 10)

$$h_1^{3/2} - h_2^{3/2} = \left(H + \frac{a}{2}\right)^{3/2} - \left(H - \frac{a}{2}\right)^{3/2}$$

und durch Reihenentwicklung

$$h_1^{3/2} - h_2^{3/2} = \frac{3}{2} a \sqrt{H} \left[1 - \frac{1}{96} \left(\frac{a}{H}\right)^2 - \frac{1}{2048} \left(\frac{a}{H}\right)^4 - \; . \; . \; .\right].$$

Solange $\frac{a}{H} < 1$ ist, kann die Klammer auf der rechten Seite unbedenklich gleich 1 gesetzt werden, da der Fehler, welcher durch Vernachlässigung der folgenden Glieder entsteht, kleiner als 1 vom Hundert ist. Alsdann geht die Formel 4 über in

$$(5) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad Q = \mu b a \sqrt{2gH}.$$

Die Gleichung 5 stimmt mit der Gleichung 3 überein, denn H bedeutet ebenso wie h den Abstand der Öffnungsmitte vom Wasserspiegel. Die Gleichung 5 kann aber nur angewendet werden, wenn der obere Rand der Öffnung mindestens um ihre halbe Höhe unter dem Wasserspiegel liegt. Bei geringerem Abstand kommt Gleichung 4 in Betracht.

Wenn die Öffnung zum Teil über, zum Teil unter dem Unterwasserspiegel liegt, so zerlegt man sie wohl in zwei Teile und behandelt jeden besonders. Die Formel lautet alsdann (Abb. 11)

$$(6) \quad . \; . \quad Q = b \sqrt{2g} \left[\frac{2}{3} \mu \left(h^{3/2} - h_2^{3/2}\right) + \mu \left(h_1 - h\right) \sqrt{h}\right].$$

Den Ausflußbeiwert μ nimmt man in solchen Fällen, die u. a. bei den Schutzöffnungen in Wehren und Schleusentoren vorkommen.

annäherungsweise durchweg mit 0,62 an, man macht also keinen Unterschied, ob der Ausfluß frei, d. i. über Wasser, oder ob er unter Wasser stattfindet.

Wenn die Öffnung bis zum Oberwasser reicht, so hat man entweder ein Überfall- oder ein Grundwehr (Abb. 12 und 13). Die

Abb. 10.

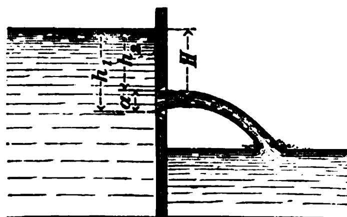
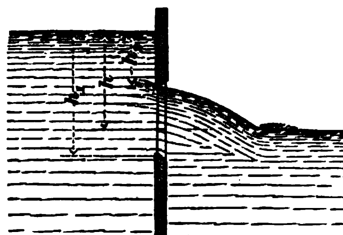


Abb. 11.



Wasserhöhen müssen alsdann in einiger Entfernung von der Öffnung, wo sich der Wasserspiegel noch nicht gesenkt hat, gemessen werden.

Es ist auch zu bedenken, daß die vorstehenden Formeln nur für den Fall gelten, daß die Öffnung gegenüber der Breite des Ausflußbeckens sehr klein ist, so daß das Wasser an der Abflußstelle ohne eine merkbare Geschwindigkeit ankommt. Handelt es sich um eine große Öffnung, oder tritt an die Stelle des Abflußbeckens ein Zuflußkanal von verhältnismäßig geringer Breite, so spielt die Zuflußgeschwindigkeit des Wassers eine nicht zu vernachlässigende Rolle. Man pflegt in diesem Falle wohl die Geschwindigkeitshöhe des zufließenden Wassers

$$k = \frac{v^2}{2g}$$

der Wasserspiegelhöhe des Oberwassers zuzusetzen. Alsdann lauten die Formeln

für ein Überfallwehr (Abb. 12)

$$(7) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2} \right]$$

und für ein Grundwehr (Abb. 13)

$$(8) \quad Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[(h + k)^{3/2} - k^{3/2} \right] + \mu b a \sqrt{2g (h + k)}.$$

(Vergl. übrigens die Ableitung von Bazin S. 91 u. 92.)

Der Abflußbeiwert $\mu = 0{,}62$ darf natürlich nur für rechteckige, runde und beliebig anders geformte Öffnungen, bei denen keine einspringenden Winkel vorkommen, gebraucht werden. Vorausgesetzt ist ferner, daß die Öffnung sich in einer ebenen Fläche und in hinreichendem Abstande von dem Boden und den Seiten-

wänden des Abflußbeckens oder Zuleitungskanals befindet. Schließt die Öffnung dagegen an den Boden oder an die Seitenwände des Kanals glatt an, so wird μ vergrößert.

Benutzt man bei der Untersuchung des Ausflusses durch eine Öffnung eine zylindrische Ansatzröhre, so bleibt diese, so lange

Abb. 12.

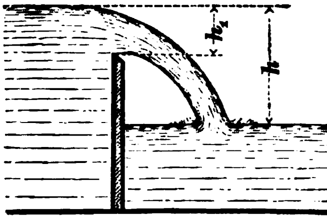
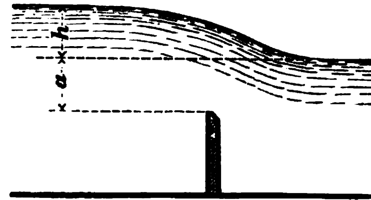


Abb. 13.



sie noch weniger als ihren Durchmesser zur Länge hat, ohne Einfluß auf die Abflußmenge, weil der Strahl die Wände der Ansatzröhre gar nicht berührt. Wird die Röhre aber $2^1/_2$ bis 3mal so lang, als sie weit ist, so haftet das Wasser an ihrem Umfange, der Strahl füllt sie vollständig aus, die einzelnen Wasserteilchen können nicht mehr wie früher nach der Mitte zusammenlaufen, ihre Geschwindigkeit wird gleichmäßiger, und der Ausflußbeiwert wird bedeutend größer, nämlich

$$\mu = 0{,}82.$$

Wenn man die Ansatzröhre an derjenigen Stelle, wo die Einschnürung des frei austretenden Strahls am größten sein würde, mit Öffnungen versieht, so fließt durch diese kein Wasser aus, sondern es dringt Luft ein. Dadurch löst sich aber der Strahl von den Wänden ab, und der Ausflußbeiwert wird wieder kleiner. Bringt man in der Ansatzröhre statt der kleinen Seitenöffnungen eine Seitenröhre an, welche in ein unterhalb stehendes Gefäß mit Wasser eintaucht, so wird aus jenem Gefäß Wasser aufgesogen.

Beim Ausfluß durch ein in der Wandfläche gut abgerundetes Ansatzrohr ist

$$\mu = 0{,}96 \text{ bis } 0{,}98, \text{ also fast } = 1.$$

Offene Ansatzgerinne sind weniger wirksam als Ansatzröhren, und es kann dadurch die Ausflußmenge nur bei geringer Höhe der Öffnungen (unter 0,10 m) etwas vermehrt werden. Man gibt den 2,5 bis 3 m langen Gerinnen eine Bodenneigung von 1 : 10 und erreicht dann bei flachen Ausflußöffnungen etwa $\mu = 0{,}65$.

Wenn die Öffnung bis auf den Boden des Behälters reicht oder durch einen geneigten Vorboden an den letzteren angeschlossen wird, an den Seiten aber scharfkantig begrenzt ist, läßt sich μ

je nach dem Verhältnis der Breite zur Höhe der Öffnung auf 0,63 bis 0,68 einschätzen. Sind auch glatte seitliche Leitflächen vorhanden, so steigt μ bis 0,70.

Anwendbar ist für diese Fälle der unvollständigen Zusammenziehung der Beiwert

$$(9) \quad \mu = 0{,}61 + 0{,}09 \cdot n,$$

wo n derjenige Bruchteil vom Rande der Ausflußöffnung ist, welcher mit dem Umfange des Gerinnes zusammenfällt. In dem durch

Abb. 14.

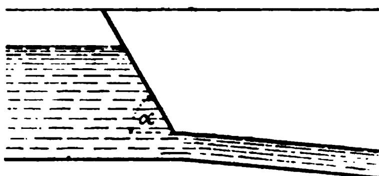


Abb. 15.

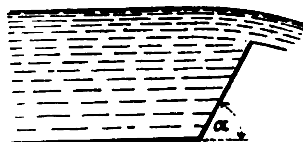


Abb. 14 dargestellten Falle ist, wenn weder am Boden noch an den Seiten eine Zusammenziehung stattfindet und die den oberen Abschluß der Öffnung bildende Schütztafel unter dem Winkel α gegen die Wagerechte geneigt ist,

für α =	60°	50°	45°	40°
μ =	0,75	0,78	0,80	0,82

Für Überfälle mit geneigter Schwelle nach Abb. 15 ohne seitliche Zusammenziehung hat man

$$\mu = 0{,}68 \text{ bis } 0{,}72.$$

Wenn das Wasser mit merklicher Geschwindigkeit an der Ausflußstelle ankommt, so ist der früheren Angabe entsprechend die Geschwindigkeitshöhe k der Höhe des Oberwassers zuzusetzen.

Die Ausflußbeiwerte sind für große Öffnungen in Stauwerken nicht genau bekannt und nur für Überfälle mit scharfen Kanten hinreichend sicher festgestellt. Für solche Überfälle hat Bazin die Formel

$$(10) \quad \mu = 0{,}6075 + \frac{0{,}0045}{h}$$

angegeben, wobei vorausgesetzt ist, daß der Überfall die ganze Wasserbreite einnimmt. h bedeutet die Überlaufhöhe = Höhe des Oberwasserspiegels über der Überfallkante. Freese[1]) gibt für den gleichen Fall die Formel

$$(11) \quad \mu = \left(0{,}615 + \frac{0{,}0021}{h}\right)\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{H}\right)^2\right],$$

[1]) Zeitschr. d. V. d. Ing. 1890, S. 1285 u. f.

worin H die Wassertiefe oberhalb des Wehres in m (gestaute Wassertiefe) bedeutet, ferner für Überfälle mit seitlicher Zusammenziehung die Formel

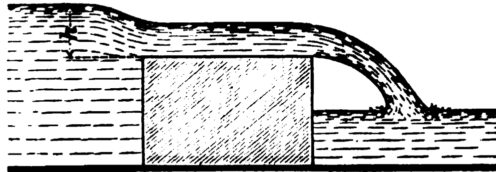
$$(12) \quad \mu = \left(0{,}5755 + \frac{0{,}017}{h+0{,}18} - \frac{0{,}075}{b+1{,}20}\right)\left[1 + \left\{0{,}025 + 0{,}25\left(\frac{b}{B}\right)^2 + \frac{0{,}0375}{\left(\frac{h}{H}\right)^2 + 0{,}02}\right\}\left(\frac{h}{H}\right)^2\right],$$

in welcher

b = Breite des Überfalles,
B = „ „ Wasserlaufes

bedeutet, h und H die gleiche Bedeutung wie oben haben. Nach diesen Formeln nimmt μ mit wachsender Breite b etwas zu und wird dagegen mit wachsendem h kleiner. Die Formeln gelten unter der Voraussetzung, daß der Strahl sich von der scharfen Überfallkante abheben kann, was in der Regel der Fall ist, indem die Luft seitwärts unter den Strahl treten kann. Bei fehlendem Luftzutritt kann sich der Strahl nicht abheben, und μ wird etwas größer.

Abb. 16.



Für Überfälle mit breiter wagerechter Krone (Abb. 16) kann durchschnittlich nur

$$\mu = 0{,}54$$

und für solche mit breiter abgerundeter Krone

$$\mu = 0{,}60$$

angenommen werden. Der letzte Wert ist auch für Schutzöffnungen in Schleusen und für Grundwehre, deren Rücken über der Flußsohle liegt, anwendbar, während für die bis zur Sohle reichenden Durchflußöffnungen der Wehre und Freiarchen

$$\mu = 0{,}65 \text{ bis } 0{,}70$$

anzunehmen ist. Zur Erleichterung der Berechnung kann die umstehende Tafel benutzt werden, aus welcher die Wassermenge der Überfälle für $\mu = 0{,}60$ und $b = 1$ m zu entnehmen ist.

Die vorstehend (S. 88) angegebene Art der Berücksichtigung der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers ist willkürlich und keineswegs durch Versuche als allgemein zutreffend nach-

Wassermenge der Überfälle nach der Formel

$Q = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\cdot h^{3/2}$ für $\mu = 0{,}60$.

h m	$Q = 1{,}77\cdot h^{3/2}$	h m	$Q = 1{,}77\cdot h^{3/2}$	h m	$Q = 1{,}77\cdot h^{3/2}$	h m	$Q = 1{,}77\cdot h^{3/2}$	h m	$Q = 1{,}77\cdot h^{3/2}$
0,01	0,0018	0,21	0,1701	0,41	0,4647	0,61	0,8433	0,81	1,290
0,02	0,0050	0,22	0,1823	0,42	0,4818	0,62	0,8641	0,82	1,314
0,03	0,0092	0,23	0,1959	0,43	0,4991	0,63	0,8851	0,83	1,338
0,04	0,0142	0,24	0,2080	0,44	0,5166	0,64	0,9062	0,84	1,363
0,05	0,0196	0,25	0,2212	0,45	0,5343	0,65	0,9276	0,85	1,387
0.06	0,0260	0,26	0,2345	0,46	0,5522	0,66	0,9490	0,86	1,412
0,07	0,0327	0,27	0,2481	0,47	0,5703	0,67	0,9707	0,87	1,436
0,08	0,0400	0,28	0,2622	0,48	0,5886	0,68	0,9925	0,88	1,461
0,09	0,0478	0,29	0,2764	0,49	0,6071	0,69	1,015	0,89	1,486
0,10	0,0559	0,30	0,2908	0,50	0,6258	0,70	1,037	0,90	1,511
0,11	0,0644	0,31	0,3055	0,51	0,6446	0,71	1,059	0,91	1,536
0,12	0,0734	0,32	0,3204	0,52	0,6637	0,72	1,079	0,92	1,562
0,13	0,0828	0,33	0,3355	0,53	0,6830	0,73	1,104	0,93	1,588
0,14	0,0926	0,34	0,3509	0,54	0,7024	0,74	1,127	0,94	1,613
0,15	0,1028	0,35	0,3665	0,55	0,7220	0,75	1,150	0,95	1,639
0,16	0,1133	0,36	0,3736	0,56	0,7418	0,76	1,173	0,96	1,665
0,17	0,1239	0,37	0,3984	0,57	0,7617	0,77	1,196	0,97	1,691
0,18	0,1351	0,38	0,4141	0,58	0,7818	0,78	1,219	0,98	1,717
0,19	0,1466	0,39	0,4311	0,59	0,8021	0,79	1,243	0,99	1,744
0,20	0,1582	0,40	0,4478	0,60	0,8226	0,80	1,267	1,00	1,770

gewiesen. Es soll deshalb noch die von Bazin[1]) gegebene Ableitung für den Überfall in freiem Strahl mitgeteilt werden. Bazin setzt die Breite der Rinne $= b$, die Überfallhöhe $= h$, die Tiefe der Rinne unter der Überfallkante $= p$ und die Zuflußgeschwindigkeit $= c$. In der von ihm gebrauchten allgemeinen Formel

$$Q = \mu b\sqrt{2g}\,H^{3/2},$$

in welcher μ noch zu bestimmen ist, wird dann

$$H = h + \alpha\frac{c^2}{2g}$$

gesetzt. Den Beiwert α fügt Bazin hinzu, weil die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers nicht in allen Schichten die gleiche ist und deshalb die Abflußmenge Q von dem Verhältnis $\frac{h}{p}$ abhängig ist. Dann wird

[1]) H. Bazin. Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir, executées à Dijon 1886—95. Paris 1898. Voi Ch. Dunod, éditeur. Das Werk gibt eine gedrängte Übersicht über die sehr wertvollen Versuche Bazins über den Abfluß an Wehren, die in den verschiedenen Jahrgängen der Ann. des P. et Ch. ausführlich beschrieben sind.

$$Q = \mu b \sqrt{2g}\left(h + \alpha \frac{c^2}{2g}\right)^{3/2}$$
$$= \mu b \sqrt{2g}\, h^{3/2}\left(1 + \alpha \frac{c^2}{2gh}\right)^{3/2}.$$

Wenn man bedenkt, daß $\frac{c^2}{2gh}$ sehr klein ist, erhält man durch Reihenentwicklung angenähert

$$Q = \mu b \sqrt{2g}\, h^{3/2}\left(1 + \frac{3}{2}\alpha \frac{c^2}{2gh}\right),$$

c ist $= \frac{Q}{b(h+p)}$ und Q wird wiederum angenähert $= \mu_0 b \sqrt{2g}\, h^{3/2}$ gesetzt.
Dann ist

$$\frac{c^2}{2gh} = \frac{\mu_0^2 h^2}{(h+p)^2}.$$

Also

$$Q = \mu\left(1 + \frac{3}{2}\alpha\mu_0^2 \frac{h^2}{(h+p)^2}\right) b\sqrt{2g}\, h^{3/2}.$$

Bazin hat nun durch wiederholte Versuche mit verschiedenen Überfallhöhen für den ganzen Ausdruck

$$\mu\left(1 + \frac{3}{2}\alpha\mu_0^2 \frac{h^2}{(h+p)^2}\right)$$

Werte gefunden, die von 0,435 bis 0,503 wechseln. Der Wert α ist nicht fest, sondern schwankt um $\frac{5}{3}$. Nimmt man diesen Mittelwert als maßgebend an und setzt auch für μ_0 den Mittelwert 0,47 ein, so erhält man

$$\frac{3}{2}\alpha\mu_0^2 = 0.55.$$

Für μ hat Bazin gefunden

$$\mu = 0,405 + \frac{0,003}{h}.$$

Für Überfallhöhen von 0,1 bis 0,3 m kann man ohne einen praktisch merklichen Fehler zu begehen

$\mu = 0,425$ setzen.

Danach wird

$$Q = 0,425\left(1 + 0,55 \frac{h^2}{(h+p)^2}\right) b\sqrt{2g}\, h^{3/2}.$$

Bisher wurde der Wasserbehälter als sehr groß und der Wasserstand als unveränderlich angesehen. Wenn der Wasserspiegel des Gefäßes während des Ausflusses sinkt, so ändert sich mit der Druckhöhe auch die Ausflußgeschwindigkeit in jedem Augenblicke, ferner ist die jedesmalige Druckhöhe nicht mehr wie

früher gleich der Höhe des Wasserspiegels über der Öffnung, sondern um diejenige Geschwindigkeitshöhe, welche dem Sinken des Wasserspiegels entspricht, größer als jene. Es sei F die Fläche der Ausflußöffnung, G die Wasserspiegeloberfläche in dem Gefäße und v die theoretische Ausflußgeschwindigkeit, dann sinkt die Oberfläche mit der Geschwindigkeit

$$\frac{\mu F \cdot v}{G}.$$

Es ist also, wenn y = Wasserspiegelhöhe über der Öffnung (Abb. 17)

$$\frac{v^2}{2g} = y + \left(\frac{\mu F \cdot v}{G}\right)^2 \cdot \frac{1}{2g},$$

und man erhält daraus

$$(13) \quad \ldots\ldots \quad v = \sqrt{\frac{2gy}{1-\left(\frac{\mu F}{G}\right)^2}}$$

Für die Berechnung der Entleerungszeit erhält man aus der Raumgleichung

$$\mu F v dt = -G \cdot dy$$

und nach Einsetzung von v

$$dt = -\frac{\sqrt{G^2-(\mu F)^2}}{\mu F \sqrt{2gy}} \cdot dy.$$

Abb. 17.

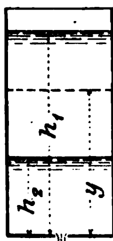
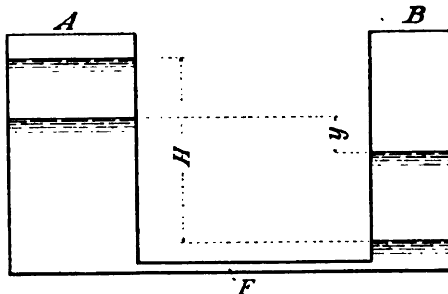


Abb. 18.



Wenn das Gefäß lotrechte Wände hat, so ist G unveränderlich und die Zeit, in welcher der Wasserspiegel um $h_1 - h_2$ sinkt, ist wegen

$$\int \frac{dy}{\sqrt{y}} = 2\sqrt{y}$$

$$(14) \quad . \; . \quad t_2 - t_1 = \frac{2\sqrt{G^2-(\mu F)^2}}{\mu F \sqrt{2g}} \{\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2}\}.$$

Ähnlich ist die Berechnung, wenn der Ausfluß unter Wasser erfolgt, etwa in ein zweites Gefäß mit ebenfalls veränderlicher Wasserfüllung.

Beispiel. Zwei Gefäße, deren Grundflächen $= A$ und B, stehen durch einen Kanal von $F = 0{,}4$ qm Querschnitt in Verbindung (Abb. 18). Es ist $A = 400$, $B = 250$ qm und anfängliches Gefälle $H = 3{,}00$ m. Wie lange dauert es, bis das Gefälle nur noch 0,10 m beträgt?

Die Reibungswiderstände in F sowie in den Gefäßen werden vernachlässigt, der Ausflußbeiwert beim Eintritt des Wassers in den Kanal F sei wegen abgerundeten Mundstücks $= 0{,}90$. Beim Ausfluß aus F findet keine Einschnürung statt. In der Zeit dt fließt durch F die Wassermenge

$$dq = \mu F v\, dt$$

und der Wasserspiegel sinkt in dem ersten Gefäß um $\frac{dq}{A}$ und steigt in dem zweiten um $\frac{dq}{B}$. Das Wasserspiegelgefälle zwischen beiden Gefäßen sei $= y$, es nimmt ab um

$$dy = \frac{dq}{A} + \frac{dq}{B}$$

und es ist ferner

$$\sqrt{\frac{2g \cdot y}{1 - \left(\frac{\mu F}{A}\right)^2}} = \frac{4{,}43 \cdot \sqrt{y}}{\sqrt{1 - \left(\frac{0{,}90 \cdot 0{,}40}{400}\right)^2}} = \text{rd. } 4{,}43 \sqrt{y}.$$

Daher ist

$$dq = 0{,}90 \cdot 0{,}40 \cdot 4{,}43 \cdot \sqrt{y} \cdot dt = 1{,}59 \cdot \sqrt{y} \cdot dt$$

$$dy = \left(\frac{1}{A} + \frac{1}{B}\right) dq = 1{,}59 \sqrt{y} \left(\frac{1}{400} + \frac{1}{250}\right) dt$$

und

$$t = 97 \int_{0{,}10}^{3{,}00} \frac{dy}{\sqrt{y}} = 97 \cdot 2 \left\{\sqrt{3{,}00} - \sqrt{0{,}10}\right\} = 275 \text{ Sekunden.}$$

28. Bewegung in Rohrleitungen. In den ganz mit Wasser gefüllten Leitungen ist an jeder Stelle der Wasserquerschnitt F und für eine durchfließende Wassermenge Q vermöge der Beziehung $Q = F \cdot v$ auch die mittlere Geschwindigkeit v bekannt. Während in den offenen Betten, wie wir in Artikel 24 gesehen haben, die Geschwindigkeit des Wassers an jeder Stelle fast ausschließlich von dem gerade dort vorhandenen Gefälle abhängt, kommt für die Geschwindigkeiten des in einer Rohrleitung fließenden Wassers nur das Gesamtgefälle zwischen Anfangs- und Endpunkt der Leitung in Betracht. Die Geschwindigkeiten in den einzelnen Rohrquerschnitten sind von deren Höhenlage unabhängig, ihr Verhältnis zueinander ist vielmehr nur durch die Bedingung gegeben, daß das Produkt Fv überall gleich groß sein muß.

Von dem Gesamtgefälle H einer Leitung von der Länge l und dem lichten Durchmesser d wird ein Teil W für die Überwindung der Bewegungswiderstände in Anspruch genommen, und der Rest ist die sogenannte Geschwindigkeitshöhe, also

$$(15) \quad \ldots\ldots\ldots \quad \frac{v^2}{2g} = H - W,$$

wo unter v die Geschwindigkeit am unteren Ende der Rohrleitung zu verstehen ist, sofern diese verschieden große Querschnitte haben sollte. Wir setzen zunächst voraus, daß die Leitung überall gleich groß, ohne Verengungen, scharfe Biegungen und Abzweigungen sei. In diesem Falle ist der Widerstand im Innern der Leitung offenbar gleichmäßig verteilt, und es kommt daneben nur noch der Eintrittswiderstand in Betracht, der darauf beruht, daß an der Eintrittsstelle infolge der Zusammenziehung des Wasserstrahls eine Verkleinerung des wirksamen Durchflußquerschnitts stattfindet. Der wirksame Querschnitt ist nur αF, folglich ist die mittlere Eintrittsgeschwindigkeit $= \frac{v}{\alpha} > v$. Indem nun das schneller fließende Wasser auf das langsamere stößt, tritt ein Verlust an lebendiger Kraft ein, und dieser Verlust ist der Eintrittswiderstand, er ist

$$w_0 = \left(\frac{v}{\alpha} - v\right)^2 \frac{1}{2g} = \frac{v^2}{2g}\left(\frac{1}{\alpha} - 1\right)^2,$$

d. h. für den Eintrittswiderstand wird die Druckhöhe w_0 verbraucht. Durchschnittlich wird $\alpha = 0{,}59$ angenommen und demgemäß ist

$$(16) \quad \ldots\ldots \quad w_0 = \zeta_0 \frac{v^2}{2g} \text{ mit } \zeta_0 = 0{,}50.$$

Durch ein gut abgerundetes Mundstück läßt sich indessen ζ_0 bedeutend herabmindern.

Der Widerstand im Innern der Leitung ist seiner Entstehung und Wirkung nach nicht bekannt. Der Bewegungsvorgang in der Leitung ist keineswegs so einfach, als vermutet werden könnte, denn ebenso wie in offenen Betten wechselt die Geschwindigkeit der einzelnen Wasserteilchen auch in ganz regelmäßigen Leitungen von einem zum anderen Punkt desselben Querschnitts, und wenn man von dem Fall der sehr langsamen Bewegung durch enge Rohre absieht, herrschen überall unregelmäßige und wirbelnde Bewegungen. Man kann die wirbelnde Bewegung deutlich erkennen, wenn man Glasröhren anwendet und dem Wasser Sägespäne beimengt.

Je größer die mittlere Geschwindigkeit ist, desto stärker sind die inneren Bewegungen, dadurch erklärt sich die Tatsache, daß die Widerstände in der Leitung mit der Geschwindigkeit des Wassers wachsen. Wenn man versucht, die Widerstände lediglich auf die Reibung an den Wänden zurückzuführen und unter Zugrundelegung gewisser Annahmen über den Zusammenhang zwischen Reibung und Geschwindigkeit theoretische Untersuchungen anstellt, so kommt man zu keinen befriedigenden Ergebnissen. Die gebräuchlichen Formeln sind tatsächlich auch nur als praktische An-

passungen an die durch Beobachtungen und Messungen gewonnenen Erfahrungen anzusehen.

Die übliche Formel für die Widerstandshöhe einer l Meter langen und d Meter weiten Rohrleitung von kreisförmigem Querschnitt ist

$$w = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \frac{l}{d}.$$

Das ergibt den Gesamtwiderstand

$$(17) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad W = w_0 + w = \frac{v^2}{2g}\left(\zeta_0 + \zeta \frac{l}{d}\right)$$

und in Verbindung mit 15

$$\frac{v^2}{2g}\left(1 + \zeta_0 + \zeta \frac{l}{d}\right) = H.$$

Daher ist

$$(18) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad v = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \zeta_0 + \zeta \frac{l}{d}}}.$$

In dieser von Weisbach aufgestellten Formel ist abgerundet zu setzen

$$(19) \quad . \quad . \quad . \quad \zeta_0 = 0{,}50 \text{ und } \zeta = 0{,}0144 + \frac{0{,}0095}{\sqrt{v}}.$$

Bei langen Leitungen mit mäßigen Geschwindigkeiten kann $1 + \zeta_0$ gegen $\zeta \frac{l}{d}$ vernachlässigt werden.

Handelt es sich um eine Leitung von nicht kreisförmigem Querschnitt, so ist an Stelle von d die Größe $R = \frac{F}{p}$ einzuführen, wobei p den benetzten Umfang bezeichnet. Nach Maßgabe des Kreisquerschnitts ist

$$R = \frac{d}{4}$$

zu setzen. Dann wird

$$w = \frac{v^2}{2g} \cdot \zeta \frac{l}{4R}.$$

Die Größe w bedeutet die zur Überwindung der Leitungswiderstände erforderliche Druckhöhe, den Druckhöhenverlust oder das Widerstandsgefälle der Leitung auf l Meter Länge, es entspricht also der Ausdruck

$$i = \frac{w}{l} = \text{relatives Widerstandsgefälle}$$

dem relativen Gefälle J des Wasserspiegels in offenen Wasserläufen.

Einen Näherungswert gibt die Eytelweinsche Formel

$$(20) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad v = 50{,}9\sqrt{Ri},$$

und wenn man darin für kreisförmige Querschnitte

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{Q}{\frac{d^2 \pi}{4}}$$

und

$$R = \frac{F}{p} = \frac{d}{4}$$

einsetzt, so erhält man bequeme Näherungsformeln zur Berechnung der Rohrweiten und Wassermengen, nämlich

$$(21) \quad \ldots \quad \begin{cases} d = 0{,}30 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{i}} = v^2 \, \frac{0{,}00154}{i}, \\ Q = 20 \sqrt{d^5 i}, \\ i = 0{,}0025 \cdot \frac{Q^2}{d^5} = 0{,}00154 \, \frac{v^2}{d}. \end{cases}$$

Tafel für die Wassermengen q in Sekundenlitern nach der Näherungsformel

$$q = 1000 \cdot Q = 20 \sqrt{d^5 i} \cdot 1000.$$

Rohr-durch-messer d in m	Widerstandsgefälle in mm auf 1 m Länge oder $1000 \cdot i =$											Rohr-quer-schnitt F in qm
	10	8	6	4	3	2	1,5	1,0	0,5	0,25	0,10	
0,05	1,1	1,0	0,87	0,71	0,61	0,5	0,43	0,36	0,25	0,18	0,11	0,0020
0,10	6,2	5,7	4,9	4	3,5	2,9	2,5	2,0	1,4	1,0	0,62	0,0079
0,15	17,4	15,6	13,5	11,2	9,6	7,8	6,8	5,5	3,9	2,8	1,7	0,0177
0,20	35,6	32	28	23	20	16	14	11,3	8,0	5,7	3,6	0,0314
0,25	63	56	49	40	34	28	24	20	14	10,0	6,3	0,0491
0,30	100	88	76	63	54	44	39	31	22	15,6	10	0,0707
0,35	145	130	112	92	79	65	56	46	32	23	14,5	0,0962
0,40	203	181	157	128	111	91	79	64	45	32	20	0,1257
0,45	272	243	212	172	149	122	105	86	61	43	27	0,159
0,50	354	316	274	224	194	158	137	112	79	56	35	0,196
0,55	449	403	348	284	246	202	174	142	100	71	45	0,238
0,60	558	500	433	353	305	250	216	176	125	88	57	0,283
0,65	677	610	528	432	373	305	264	215	152	108	69	0,332
0,70	821	734	635	518	448	366	318	260	183	130	82	0,385
0,75	973	872	756	617	534	436	378	310	218	154	97	0,442
0,80	1146	1024	890	724	622	512	443	362	256	181	115	0,503
0,85	1331	1192	1034	842	730	596	516	422	298	211	133	0,567
0,90	1539	1378	1190	972	842	687	596	486	344	243	154	0,636
0,95	1756	1575	1362	1115	964	786	682	555	394	278	176	0,709
1,00	2000	1790	1550	1268	1085	895	776	633	448	316	200	0,785

Bemerkung. Die drei staffelartigen Linien entsprechen in der Reihenfolge von links nach rechts den Geschwindigkeiten $v = 2{,}0$ bezw $1{,}0$ und $0{,}15$ m.

Allgemein ist

$$v = \frac{q}{1000\,F}.$$

Zur Übersicht dient die nebenstehende Tafel zur Berechnung der Wassermengen.

Die Eytelweinsche Formel stimmt mit der Formel von Weisbach für die Geschwindigkeiten $v = 0{,}40$ m nahezu überein.

Während die Weisbachsche Formel früher fast ausschließlich verwendet wurde, zeigte die Erfahrung, daß ζ nicht allein von der Geschwindigkeit, sondern auch von der Form und Größe der Querschnitte und von der Rauhigkeit der Rohrwandungen abhängig sei. Darcy setzte deshalb für kreisförmige Gußeisenrohre ohne innere Ablagerungen

$$\zeta = 0{,}02 + \frac{0{,}0005}{d}.$$

H. Lang hat später auf Grund aller bis 1887 veröffentlichten und zahlreicher eigenen Versuche festgestellt, daß für Rohre von gleicher Beschaffenheit und gleichem Durchmesser das Gesetz

$$\zeta = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{v}}$$

gilt und daß für wechselnde Durchmesser zu setzen sei

$$(22) \quad \ldots\ldots\ldots \quad \zeta = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{v\,d}}.$$

In der Langschen Formel 22 ist für ganz glatte Rohre mit glattem Übergang an den Verbindungsstellen zu setzen

$$\alpha = 0{,}012 \text{ und } \beta = 0{,}0018.$$

Für gußeiserne Muffenrohre ist dagegen

$$\alpha = 0{,}02 \text{ und } \beta = 0{,}0018$$

zu setzen.

Bei genieteten, rauhen Rohren und bei Rohren mit Ablagerungen an den Wandungen ist zu setzen

$$\zeta = \left(\frac{d}{d_1}\right)^5 \left(0{,}02 + \frac{0{,}0018}{\sqrt{v\,d}}\right),$$

wobei d den ursprünglichen Durchmesser des Rohres und d_1 den mittleren Durchmesser des nach Abzug der Vorsprünge und Ablagerungen freigebliebenen Querschnitts bezeichnet.[1])

Vielfach wird auch für die Berechnung der Rohrleitungen die aus der Eytelweinschen Formel hervorgegangene „abgekürzte Kuttersche Formel“ benutzt:

$$v = \frac{a\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}}\sqrt{R\,i},$$

[1]) Hütte, 19. Auflage, I, S. 249.

worin i das Gefälle und R den sogen. hydraulischen Radius bezeichnet, der bei kreisförmigen Rohren $= \frac{d}{4}$ ist. Der Beiwert a wird allgemein $= 100$ gesetzt, b aber von der Rauhigkeit des Rohres abhängig gemacht. Kutter unterscheidet 12 Rauhigkeitsstufen, für welche b Werte von 0,12 bis 2,44 annimmt. Für Wasserleitungen können im allgemeinen die Stufen

IV mit $b = 0{,}27$
V " $b = 0{,}35$
und VI " $b = 0{,}45$

angenommen werden, je nachdem sehr günstige, weniger günstige oder ungünstige Verhältnisse vorliegen.

Für städtische Entwässerungskanäle sind dagegen zu berücksichtigen:

Bei Verwendung von vollständig glatten und gleichmäßigen Wandflächen aus Glasur- oder Zementputz die
Stufen I und II mit $b = 0{,}12$ bis $0{,}15$;
bei Verwendung von sorgfältig hergestelltem Ziegel- und Quadermauerwerk die
Stufen III und IV mit $= 0{,}20$ bis $0{,}27$;
bei Verwendung von Bruchsteinmauerwerk dagegen die
Stufe VI mit $b = 0{,}45$.

In allen Leitungen nimmt sowohl die Glattigkeit der Wandung als auch die Querschnittsfläche im Gebrauche ab, indem sich Niederschläge von Kalk-, Magnesia- und Eisenverbindungen bilden, welche sehr fest an den Rohrwänden haften; auch Rost, Schlamm- und Muschelbildungen verengen den Querschnitt. Deshalb darf dieser nicht zu knapp bemessen werden.

Zu dem Bewegungswiderstande in regelmäßigen geraden Leitungen kommen noch besondere Widerstände oder Druckhöhen-

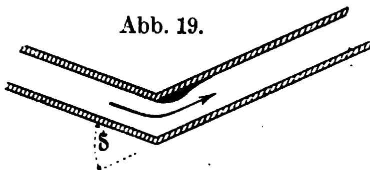


Abb. 19.

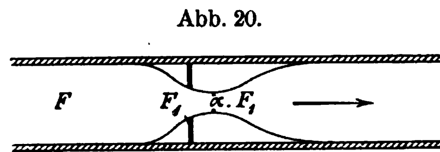


Abb. 20.

verluste für scharfe Krümmungen und für Querschnittsveränderungen hinzu. Von dem Eintrittswiderstande w_0 war bereits die Rede. Für ein Knie nach Abb. 19 ist die Widerstandshöhe $w_1 = \zeta_1 \frac{v^2}{2g}$ und ζ_1 für $\delta = 60^\circ$ etwa $= \frac{1}{3}$, für $\delta = 90^\circ$ etwa $= 1$ anzunehmen.

Für enge Röhren (unter 3 cm Durchmesser) ist aber ζ_1 bedeutend größer. Die Widerstände, die einzelne, nach großen Halbmessern abgerundete Krümmungen darbieten, können bei langen Leitungen vernachlässigt werden.

Bei einer Verengung nach Abb. 20 wird der Querschnitt von F auf F_1 und der nutzbare Querschnitt auf αF_1 vermindert, wodurch eine Geschwindigkeit

$$v_1 = v \frac{F}{\alpha F_1}$$

gebildet wird. Das mit dieser Geschwindigkeit durchströmende Wasser stößt auf das langsamer fließende, und der dabei entstehende Arbeitsverlust entspricht nach den Gesetzen des unelastischen Stoßes einer Widerstandshöhe

$$w_2 = \frac{(v_1 - v)^2}{2g} = \frac{v^2}{2g}\left\{\frac{F}{\alpha F_1} - 1\right\}^2 = \zeta_2 \frac{v^2}{2g}.$$

Nach den Weisbachschen Versuchen ist

für $\frac{F_1}{F} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\zeta_2 =$	226	48	31	7,8	3,8	1,80	0,80	0,29	0,06	0

Solche Verluste treten überall da auf, wo die Geschwindigkeit plötzlich abnimmt, wo also schnell fließendes Wasser auf langsameres stößt. Beim Anwachsen der Geschwindigkeit wird zur Vermehrung der lebendigen Kraft allerdings ein Teil der Druckhöhe verbraucht, dieser Teil wird aber bei einer späteren Geschwindigkeitsabnahme bis auf die durch Stöße verursachten Verluste wiedergewonnen. Es ist aber zu beachten, daß bei jeder plötzlichen Geschwindigkeitszunahme, oder was dasselbe ist, bei jeder plötzlichen Querschnittsverkleinerung eine Einschnürung des wirksamen Wasserquerschnitts stattfindet und daß diese Einschnürung einen Kraftverlust durch Stoß zur Folge hat.

Beispiel. Nach Abb. 21 findet zunächst ein Stoß bei A statt, und es ist daselbst

$$v_1 = v \frac{F}{F_1}, \quad v - v_1 = v \frac{F_1 - F}{F_1}.$$

Also die Widerstandshöhe bei A

$$w_1 = \frac{v^2}{2g}\left(\frac{F_1 - F}{F_1}\right)^2.$$

In dem Rohre F_2 ist

$$v_2 = v \frac{F}{F_2}$$

und bei B wegen der Einschnürung

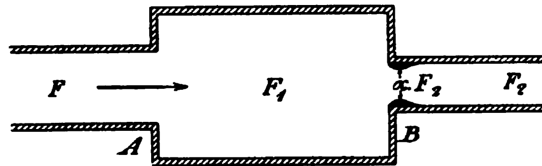
$$v'_2 = \frac{v_2}{\alpha} = v\frac{F}{\alpha F_2}.$$

Daher die Widerstandshöhe bei B

$$w_2 = \frac{(v'_2 - v_2)^2}{2g} = \frac{v^2}{2g}\left(\frac{F}{F_2}\right)^2\left(\frac{1}{\alpha} - 1\right)^2.$$

In der vorstehend angegebenen Weise lassen sich die Widerstandshöhen für die einzelnen Strecken und Stellen einer Rohr-

Abb. 21.



leitung berechnen. Ihre Summe vom Anfangspunkte bis zu einer gegebenen Stelle P bildet für diese die Widerstandshöhe W, und es ist

$$W = w_0 + \Sigma w_1 + \Sigma i l,$$

worin w_0 dem Widerstand beim Eintritt in die Leitung und w_1 den an einzelnen Stellen der Leitung zu überwindenden Widerständen entspricht, während das letzte Glied der Summe der in den einzelnen Rohrstrecken erwachsenden Reibungswiderstände gleichkommt, und zwar ist i die jedesmal auf 1 m Länge zu überwindende Widerstandshöhe und l die Länge der zugehörigen Strecke.

Für irgend eine Stelle P der Rohrleitung ist

H = die Druckhöhe, die daselbst im Ruhezustande vorhanden sein würde,

W = die Summe aller bis zu dieser Stelle erwachsenen Widerstandshöhen,

$\frac{v^2}{2g}$ = die Geschwindigkeitshöhe in P.

Dann ist

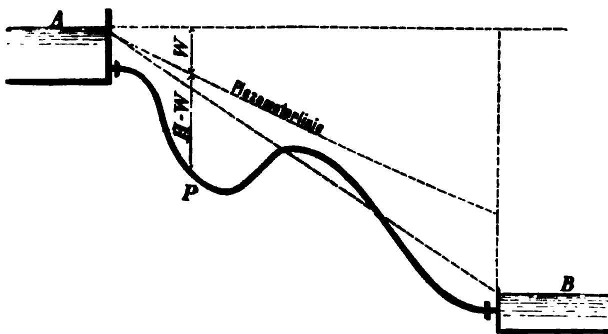
$$h = H - W - \frac{v^2}{2g}$$

die in dem Punkte P herrschende Druckhöhe, also die Höhe, bis zu welcher das Wasser in einer bei P angebrachten offenen Standröhre, einer sogen. Piezometerröhre, emporsteigen würde. Wenn an einer Stelle der Leitung $W + \frac{v^2}{2g}$ größer als H ist, so wird h negativ, die Röhre steht also daselbst nicht mehr unter innerem Druck; durch ein Anschlußröhrchen würde kein Wasser ausfließen, sondern es würde Wasser angesaugt werden. Wenn schließlich

die Saughöhe — h größer als der Atmosphärendruck wird, so reißt das Wasser ab. Hiernach bestimmt sich für jede Stelle P die Höhenlage, welche höchstens noch zulässig ist und von der Leitung keinenfalls überschritten werden darf. Als sehr zweckmäßig zur Beurteilung der Druckverhältnisse kann empfohlen werden, die Linie, bis zu der sich die Piezometerstände an den verschiedenen Punkten P erheben, in den Längenschnitt der Leitung einzutragen.

An der beliebigen Stelle P entspricht jeder Durchflußmenge eine bestimmte Piezometerhöhe, und diese nimmt ab, wenn die

Abb. 22.



Wassermenge durch weitere Öffnung des Absperrschiebers vergrößert wird, denn die Geschwindigkeitshöhe und die Widerstandshöhen nehmen zugleich mit v und folglich auch mit Q zu und ab. Man kann daher aus der Piezometerhöhe einer Beobachtungsstelle die durchfließende Wassermenge berechnen. Bei freiem Ausflusse der Leitung in das Gefäß B wird die Piezometerhöhe an der Mündungsstelle gleich Null, die Leitung liefert dann die größtmögliche Wassermenge. Bei einer kleineren Ausflußmenge hebt sich die Piezometerlinie; der Druckhöhe an der Mündungsstelle steht nun eine entsprechende Verengung des Mündungsquerschnitts durch den Absperrschieber gegenüber. Wenn zwei Leitungen L_1 und L_2 sich zu der Hauptleitung L vereinigen, so müssen alle drei Leitungen in dem Vereinigungspunkte P die gleiche Piezometerhöhe haben. Hiernach regelt sich der Anteil der Zweigleitungen an der Speisung der Hauptleitung.

Bei langen Leitungen ist der Reibungswiderstand so bedeutend, daß darauf verzichtet werden kann, neben der ihm entsprechenden Widerstandshöhe auch die Geschwindigkeitshöhe in die Formel einzuführen. In Abb. 22 ist dementsprechend die Piezometerlinie

eingetragen, indem an jeder Stelle von der ganzen Druckhöhe H die Widerstandshöhe W abgesetzt worden ist.

Beispiel. (Vergl. Abb. 23.) Die Hauptleitung L habe 0,40 m Durchmesser und ihre Piezometerhöhe in P sei laut Beobachtung $h = 6{,}00$ m. Bei dieser Piezometerhöhe sei das Gefälle der Zweigleitungen $h_1 = 16$ m und $h_2 = 37$ m; ferner sei gegeben

$$l_1 = 1200\,\text{m und } d_1 = 0{,}20\,\text{m},$$
$$l_2 = \ \ 800\,\text{m und } d_2 = 0{,}10\,\text{m}.$$

Die Leitungen sollen keine plötzlichen Richtungsänderungen oder Querschnittserweiterungen enthalten, so daß außer dem hier zu vernachlässigenden Eintrittswiderstande keine Einzelwiderstände vorkommen.

Welche Wassermenge wird von jeder Zweigleitung geliefert?

Das Widerstandsgefälle von L_1 ist

$$i_1 = \frac{h_1}{l_1} = \frac{16}{1200} = 0{,}0133.$$

Unter Zugrundelegung des Langschen Wertes für ζ (Gleichung 22) ergibt sich das Widerstandsgefälle

$$i_1 = \frac{w}{l_1} = \frac{v^2}{2g}\,\frac{1}{d}\left(0{,}02 + \frac{0{,}0018}{\sqrt{vd}}\right).$$

Für $g = 9{,}81$ m, $d = 0{,}2$ m und $i_1 = 0{,}0133$ wird

$$v^2 = \frac{0{,}0522}{0{,}02 + \dfrac{0{,}0018}{\sqrt{0{,}2\,v}}};$$

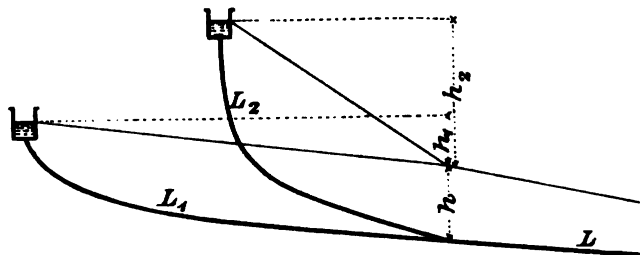
v wird danach, indem man unter dem Wurzelzeichen versuchsweise Werte für diese Größe annimmt, zu rund 1,5 m gefunden. Daher ist die Wassermenge

$$Q_1 = F_1 \cdot v_1 = 0{,}0314 \cdot 1{,}50 = \text{rd.}\ 0{,}047\ \text{cbm}.$$

Ebenso findet man für L_2

$$i_1 = \frac{37}{800} = 0{,}0463$$

Abb. 23.



und für das 0,10 m weite Rohr die zugehörige Geschwindigkeit = rd. 2,0 m. Es ist also

$$Q_2 = 0{,}0079 \cdot 2{,}0 = \text{rd.}\ 0{,}016\ \text{cbm}$$

und

$$Q_1 + Q_2 = 47 + 16 = 63\ \text{sl}.$$

Unter Benutzung der Näherungsformeln 21 würde man erhalten

$$Q_1 = 20{,}3 \cdot 0{,}20^2 \sqrt{0{,}0133 \cdot 0{,}20} = 0{,}042\ \text{cbm}$$

und

$$Q_2 = 20{,}3 \cdot 0{,}10^2 \sqrt{0{,}0463 \cdot 0{,}10} = 0{,}014\ \text{cbm}.$$

Würde nun der Hauptleitung unter entsprechender Stellung des unteren Absperrschiebers eine geringere Wassermenge entnommen, so hätten auch die Zweigleitungen weniger zu liefern, und die Piezometerhöhe in P müßte daher größer werden. Es sei $h = 16$ m, also um 10 m größer als vorhin. Dann ist

$$h_1 = 16 - 10 = 6 \text{ m und } h_2 = 27 \text{ m}.$$

Die bezüglichen Widerstandshöhen sind

$$1000 \cdot i_1 = \frac{6 \cdot 1000}{1200} = 5{,}00 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

und

$$1000 \cdot i_2 = \frac{27 \cdot 1000}{800} = 33{,}8 \frac{\text{mm}}{\text{m}},$$

und die Näherungsformeln 21 liefern

$$Q_1 = 20{,}3 \cdot 0{,}20^2 \sqrt{0{,}0050 \cdot 0{,}20} = 0{,}026 \text{ cbm}$$
$$Q_2 = 20{,}3 \cdot 0{,}10^2 \sqrt{0{,}0338 \cdot 0{,}10} = 0{,}012 \text{ „}$$
$$Q_1 + Q_2 = 38 \text{ sl.}$$

Der Anteil, den L_2 zu der ganzen Abflußmenge beiträgt, ist verhältnismäßig größer als im ersten Falle. In der Hauptleitung ist die Piezometerhöhe im zweiten Falle durchweg größer als im ersten Falle, die Leitung steht also unter höherem Druck. Der größeren Piezometerhöhe an der Mündung steht die größere Widerstandshöhe in der engeren Öffnung des Absperrschiebers gegenüber.

Ähnlich verhält es sich bei der Gabelung einer Leitung in mehrere Abzweigungen, und das gegebene Beispiel dürfte den Gang aller bezüglichen Berechnungen verständlich machen. Es ist daraus z. B. leicht zu ersehen, daß der niedriger gelegene Behälter der Leitung L_1 unseres Beispiels bei weiterer Verminderung des Abflusses in der Hauptleitung schließlich gar kein Wasser mehr an diese abgibt, sondern noch aus dem höheren Behälter gespeist wird, wobei dann ein Teil der Wassermenge von L_2 in der Leitung L_1 aufwärts fließt.

Die Geschwindigkeit in den Leitungen beträgt gewöhnlich nur 0,4 bis 0,8 m in der Sekunde; Geschwindigkeiten über 3 m gelten in eisernen Leitungen als unzulässig, weil sonst der übliche Asphaltüberzug abgerissen wird. Übrigens wächst auch das Widerstandsgefälle sehr stark mit der Geschwindigkeit, und es ist allein schon aus diesem Grunde zweckmäßig, durch die Wahl einer auskömmlichen Rohrweite die Geschwindigkeit in mäßigen Grenzen, möglichst unter 1 m zu halten.

Der Druck, unter welchem das Wasser in den einzelnen Punkten der Leitung steht, ist auf die Wasserbewegung ohne Einfluß, sofern nur der Unterschied der Druckhöhen zwischen den Endpunkten der Leitung unverändert bleibt, und an keiner Stelle der Druck einen negativen Wert annimmt, der dem Atmosphärendruck gleichkommt oder ihn übersteigt.

Übrigens ist es nicht zweckmäßig, die Geschwindigkeiten, mit denen das Wasser sich in geschlossenen Leitungen bewegt, allzu

genau zu berechnen, da die Abweichungen in den Beiwerten oft 10 bis 20 vom Hundert und noch mehr betragen; es ist dies erklärlich, wenn man die starke Einschränkung bedenkt, welche der Leitungsquerschnitt durch Anwüchse an den Wandungen erleidet.

Die Eytelweinsche Formel 20 wird für die Berechnung von Drainröhren gewöhnlich in der Form

(20a) . . . . $v = 3{,}59\sqrt{50d \cdot i}$

angewandt, welche mit jener genau übereinstimmt, indem

$$R = \frac{d}{4} \text{ und}$$

$$\frac{50{,}9}{2\sqrt{50}} = 3{,}59 \text{ ist.}$$

Um eine bessere Übereinstimmung mit den Beobachtungen zu erzielen, ist die Formel umgestaltet worden in:

$$v = 3{,}59 \cdot m\sqrt{\frac{50 \cdot d \cdot h}{l + 50\,d}}.$$

Hierin bedeutet h das Gefälle und l die Länge der Leitung, und es ist

für $d = 0{,}03$ 0,05 0,10 0,15 0,20 m
$m = {}^2/_3$ ${}^3/_4$ ${}^4/_5$ ${}^7/_8$ 1.

Wenn der Beiwert m in die Formel 21 eingeführt wird, so erhält man

$$Q = 20 \cdot m\sqrt{d^5 \cdot i}$$

und

$$i = 0{,}0025\,\frac{Q^2}{m^2\,d^5}\,.$$

Nachstehend sind die Werte von $\frac{v}{\sqrt{i}}$ und $\frac{q}{\sqrt{i}}$ für die üblichen Drainrohrweiten zusammengestellt, q bedeutet die Wassermenge in Sekundenlitern (sl) $= 1000 \cdot Q$.

Rohrdurchmesser in *m*	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,15
Geschwindigkeit v in m $= \sqrt{i}\times$	2,93	3,60	4,25	4,75	5,60	6,42	7,35	8,60
Wassermenge q in sl $= \sqrt{i}\times$	2,07	4,53	8,35	13,4	28,2	50,4	83,1	152,0

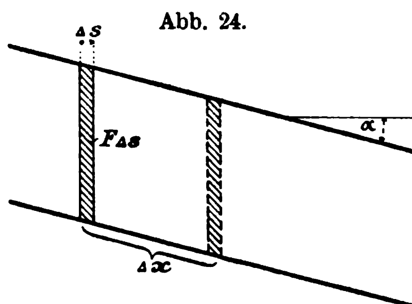
29. Gleichförmige Bewegung in offenen Betten. Die Bewegung des Wassers wird gleichförmig genannt, wenn die mittlere Geschwindigkeit in den aufeinanderfolgenden Querschnitten sich nicht verändert, die fließende Wassermasse also weder Be-

schleunigung noch Verzögerung erfährt. Es muß dabei noch vorausgesetzt werden, daß auch die aufeinanderfolgenden Querschnitte in ihrer Form nicht sehr verschieden sind. Nur dort, wo diese Voraussetzungen in vollem Maße zutreffen, also bei künstlichen offenen Leitungen und kanalartigen Wasserläufen, entsprechen die Bewegungserscheinungen des Wassers wenigstens einigermaßen den für eine theoretische Behandlung zu machenden Annahmen.

Die der üblichen Rechnungsweise zugrunde liegende Annahme, daß alle Wasserteile eines Querschnitts sich mit der mittleren Geschwindigkeit v vorwärts bewegen, trifft indessen, wie bereits in Art. 24 gezeigt wurde, nicht zu. Ebensowenig ist die Reibung des Wassers an den Wandungen des Bettes die alleinige Ursache, daß ein Teil der durch Wassermenge und Gefälle gegebenen Arbeitsgröße der Bewegung des Wassers in der Längsrichtung des Laufbettes nicht zugute kommt. Ein weiterer Teil der zur Verfügung stehenden Arbeit wird vielmehr durch Wirbelbewegungen verzehrt, bei denen die einzelnen Wasserteilchen Wege einschlagen, die von der Richtung des Laufgefälles nach recht und links, oben und unten abweichen.

Wenn trotzdem wegen der Unmöglichkeit, bei der Theorie der Wasserbewegung die wirklichen Verhältnisse genau zu erfassen, angenommen wird, daß alle Teile einer von zwei Querschnitten begrenzten Wasserscheibe sich mit der mittleren Geschwindigkeit v bewegen, und daß der Bewegung nur der Widerstand der Reibung an den Bettwänden entgegenwirke, so kann es nicht überraschen, daß die Ergebnisse der anzustellenden Rechnung vielfach von der Wirklichkeit abweichen.

Abb. 24.



Geht man von dieser Voraussetzung aus, nimmt man also an, daß alle Wasserteilchen einer von zwei benachbarten Querschnitten eingeschlossenen Wasserschicht von der Dicke Δs sich gleichmäßig abwärts bewegen, und daß der beschleunigenden Kraft der Schwere nur die Reibung an den Wänden entgegenwirke, so läßt sich aus den gegebenen Größen eine Formel zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit v ableiten. Es sei

F der Flächeninhalt und $\}$ eines Wasserquerschnitts
p der benetzte Umfang

$\varDelta s$ die Dicke der zu betrachtenden Wasserschicht und
γ = Gewicht der Raumeinheit (1 cbm) Wasser
α = Neigung der Wasserspiegeloberfläche gegen die Wagerechte.

Man nimmt zunächst an, daß die Reibung im einfachen Verhältnis mit der Größe der reibenden Fläche und mit dem Quadrate der Geschwindigkeit wachse. Dann leistet die Wasserscheibe, während sie sich um $\varDelta x$ abwärts bewegt, die Arbeit

$$\frac{\gamma}{g} F \varDelta s \cdot g \sin \alpha \varDelta x.$$

Da gleichförmige Bewegung vorausgesetzt ist, findet weder eine Beschleunigung noch eine Verzögerung statt. Die geleistete Arbeit ist also gleich der Arbeit des Widerstandes

$$\zeta \cdot p \varDelta s \cdot v^2 \varDelta x.$$

Dies gibt

$$v^2 = \frac{\gamma}{\zeta} \frac{F}{p} \sin \alpha.$$

Für den Erfahrungswert ζ wird der Einfachheit wegen ein neuer Beiwert c eingeführt, der sich bestimmt aus

$$c = \sqrt{\frac{\gamma}{\zeta}}.$$

Alsdann wird

(23) . . . . $v = c \sqrt{\frac{F}{p} \sin \alpha}.$

Der Neigungswinkel α ist stets so klein, daß man $\sin \alpha$ durch $\operatorname{tang} \alpha$, d. i. das relative Gefälle des Wasserspiegels

$$J = \frac{\text{Höhenunterschied}}{\text{Weg}}$$

ersetzen kann, und setzt man dann noch

$\frac{F}{p} = R$, so erhält man die Formel

(24) . . . . $v = c \sqrt{RJ}.$

Die bei der Ableitung dieser Grundformel gemachten Voraussetzungen der gleichen Geschwindigkeit aller Wasserteilchen und des Nichtvorhandenseins innerer Bewegungen sind offenbar unrichtig. Es kann auch nicht behauptet werden, daß die begangenen Fehler dadurch gerade wieder ausgeglichen werden, daß der Widerstand an den Wandungen den angenommenen Wert erhalten hat. Ferner kann die Menge und Beschaffenheit der Sinkstoffe nicht ohne Einfluß auf die Geschwindigkeit sein. Aus allen diesen Gründen ist es erklärlich, daß die wirklich beobachteten mittleren Geschwindigkeiten mit den nach Formel 24 berechneten nicht allgemein übereinstimmen.

Man ist nun mit mehr oder weniger Erfolg bemüht gewesen, die Unstimmigkeiten dadurch zu beseitigen, daß man aus den Beobachtungsergebnissen besondere Ausdrücke für den Beiwert c ableitete. Eytelwein hatte auf Grund der von Dubuat an Kanälen angestellten Beobachtungen den Beiwert c für Metermaß zu 50,9 bestimmt. Da diese Festsetzung sich jedoch bei Beobachtungen an anderen Wasserläufen nicht bewährte, betrachtete man später c als eine veränderliche Größe und machte deren Wert bald von den Querschnittsabmessungen, bald von der Beschaffenheit des Flußbettes, bald vom Gefälle abhängig. Es sind auf diese Weise zahlreiche Formeln entstanden, welche einer theoretischen Grundlage ermangeln, aber in der Praxis nicht ohne Erfolg angewendet werden.

Eine sehr ausgedehnte Anwendung hat die Formel von Ganguillet und Kutter gefunden, bei deren Ableitung die hauptsächlichen bis 1869 ausgeführten Messungen, einschließlich der von Humphreys und Abbott im Mississippi angestellten, berücksichtigt wurden. In dieser Formel wird

$$(25) \quad \ldots\ldots \quad c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}$$

gesetzt.

Die Größe n richtet sich nach der Beschaffenheit des Bettes und kann im allgemeinen wie folgt angenommen werden

	$n =$
1) für Gerinne mit glatt geriebenen Zementwandungen oder sauber gehobelten Brettern	0,010
2) für Gerinne aus gewöhnlichen Brettern	0,012
3) für Kanäle aus Quadern oder gut gefugten Backsteinen	0,014
4) für Kanäle aus Bruchsteinen	0,017
5) für Kanäle in Erde mit ebener Sohle und gemauerten Seitenwänden, sorgfältig unterhalten, Wasser ohne Sinkstoffe	0,020
6) Kanäle und Flüsse, ziemlich regelmäßig und rein . .	0,025
7) desgl. teilweise steinig	0,030
8) desgl. schlecht unterhalten, mit Wasserpflanzen oder Geschiebe	0,035

Zur Erleichterung des Gebrauchs dieser Formel gibt es ausführliche Tafeln. Eine bequeme Übersicht bieten die Zusammenstellungen auf Seite 111 und 112. Man kann daraus ersehen, in welchem Maße der Geschwindigkeitsbeiwert c und die in Bächen und Flüssen vorkommenden Geschwindigkeiten sich verändern.

Die Formel von Ganguillet und Kutter wird mit Erfolg für Wasserläufe verschiedenster Art, große Ströme, Flüsse und Bäche, Kanäle, Gräben und Gerinne verwendet. Zum Vergleiche sind auf Seite 111 die Werte von c beigefügt, die sich aus der Formel von Hagen

(26) . . . . $v = 43{,}7 \sqrt[6]{R} \cdot \sqrt{RJ}$

ergeben. Diese Formel eignet sich in manchen Fällen für kanalartige, regelmäßige Wasserläufe, vernachlässigt aber den Einfluß des Gefälles.

Die Formel von Ganguillet und Kutter gibt für große Ströme mit schwachem Gefälle oft recht zutreffende Werte von v und wird deshalb auch für Rechnungen im Flutgebiet der Elbe viel verwendet. Für den Mittellauf der Elbe bei Magdeburg war sie dagegen weniger brauchbar. Gegen den Aufbau der Formel ist mit Recht eingewendet worden, daß c mit wachsendem J zunimmt oder abnimmt, je nachdem $R < 1$ oder > 1 ist.

Beiwerte c der Bazinschen Geschwindigkeitsformel $c = \dfrac{1}{\sqrt{\alpha + \dfrac{\beta}{R}}}$.

R	Klasse 4	Klasse 3	Klasse 2	Klasse 1
	$\alpha = 0{,}00028$ $\beta = 0{,}00035$	$\alpha = 0{,}00024$ $\beta = 0{,}00006$	$\alpha = 0{,}00019$ $\beta = \frac{0{,}0133}{1000}$	$\alpha = 0{,}00015$ $\beta = \frac{0{,}0045}{1000}$
0,05	12^-	26^+	47	64^+
0,10	16	34^+	56^-	72^-
0,15	20^-	40^-	60	74^+
0,20	22	43	62^+	76
0,25	24^+	46^-	64	77
0,30	26	48^-	65^+	78
0,35	28	49^+	66	78^+
0,40	29^+	51^-	67	79
0,45	31	52	67^+	79
0,50	32	53^-	68	79^+
0,6	34	54	69^-	80^-
0,7	36	55^+	69^+	80
0,8	37^+	56^+	70^-	80
0,9	39^-	57	70	80^+
1,0	40	58	70	80^+
1,2	42^-	59^-	70^+	81^-
1,4	43^+	59^+	71^-	81^-
1,6	45	60	71	81
1,8	46	60^+	71^+	81
2,0	47	61	71^+	81

Zusammenstellung der Werte des Beiwertes *c*.

A. nach Ganguillet und Kutter: $c = \dfrac{23 + \dfrac{1}{n} + \dfrac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \dfrac{0{,}00155}{J}\right)\dfrac{n}{\sqrt{R}}}$;

B. nach Hagen: $c = 43{,}7\,\sqrt[6]{R}$.

R	*n* = 0,035			*n* = 0,030			*n* = 0,025			*n* = 0,020			*c* = 43,7 $\sqrt[6]{R}$ (nach Hagen)	*R*
	1000 *J* =			1000 *J* =			1000 *J* =			1000 *J* =				
	1,0 und mehr	0,2	0,05	1,0 und mehr	0,2	0,05	1,0 und mehr	0,2	0,05	1,0 und mehr	0,2	0,05		
0,1	14+	14−	—	18−	16+	—	22	21−	—	29	27	—	30	0,1
0,2	18+	17+	—	22	21	—	27	26	—	35+	34	—	33+	0,2
0,3	21−	20	—	25−	24−	—	30+	29+	—	39+	38	—	36	0,3
0,4	22+	22	—	27−	26	—	33−	32	—	42	41	—	37+	0,4
0,5	24	23+	23−	28+	28	26+	34+	34	32+	44	43	41	39	0,5
0,6	25	25	24	30−	29+	28	36	35+	34	45+	45	43+	40	0,6
0,7	26+	26	25+	31	30+	30−	37	37	36−	47	46+	45+	41	0,7
0,8	27	27	26+	32−	31+	31	38	38	37+	48	48−	47	42	0,8
0,9	28	28	28−	32+	32+	32	39	39	39−	49−	49	49	43	0,9
1,0	29−	29−	29−	33+	33+	33+	40	40	40	50	50	50	44−	1,0
1,2	30	30	30+	35−	35	35+	41+	41+	42	51	52−	52	45	1,2
1,4	31	31	32−	36−	36	37	42+	43−	44−	52+	53	54	46	1,4
1,6	32−	32	33	37−	37	38	43+	44	45	53+	54	56	47+	1,6
1,8	32+	33	34	37+	38	39+	44+	45−	47−	54	55	58	48	1,8
2,0	33	34−	35+	38	39−	40+	45	46−	48	55	56+	59	49	2,0
2,2	34−	34+	36+	39−	39+	42−	46−	46+	49	56	57	60+	50	2,2
2,4	34+	35	37	39	40	43−	46	47	50	57−	58	62+	51−	2,4
2,6	35−	35+	38	40−	41−	43+	47−	48−	51	57	58+	63	51+	2,6
2,8	35	36	39−	40	41	44+	47	48	52	58−	59	63+	52	2,8
3,0	35+	36+	39+	40+	42−	45	47+	49−	53−	58+	60−	64	52+	3,0
4	—	—	—	42	44−	48	49	51	56	60	62	68−	55	4
5	—	—	—	43	45	51−	50+	52+	59	61	63+	70	57	5
6	—	—	—	44	46+	52+	51+	54−	60+	62	65−	72	59	6
7	—	—	—	45	47+	54+	52	55	62+	63	65+	74	60+	7
8	—	—	—	46	48+	56−	53	56−	64−	63+	66+	75+	62−	8
9	—	—	—	46+	49	57	53+	56+	65	64	67	76+	63	9
10	—	—	—	47	49+	58	54	57	66	64+	67+	77+	64+	10

Anmerkung. Die Zeichen + und — bedeuten, daß die genauen Formelwerte um $^1/_4$ bis $^1/_2$ einer Zahleneinheit größer beziehungsweise kleiner als die abgerundeten Tafelwerte sind.

Zusammenstellung der mittleren Querschnittsgeschwindigkeiten v in Metern nach der Formel von Ganguillet und Kutter.

R	$n = 0{,}030$					$n = 0{,}025$					R
	1000 J =					1000 J =					
	1,0	0,6	0,4	0,3	0,2	1,0	0,6	0,4	0,3	0,2	
0,1	0,18^{-}	0,13^{+}	0,11	0,09^{+}	0,07^{+}	0,22	0,17	0,14^{-}	0,12^{-}	0,09	0,1
0,2	0,31	0,24^{-}	0,19^{+}	0,16^{+}	0,13^{+}	0,38	0,29^{+}	0,24	0,21^{-}	0,17	0,2
0,3	0,43^{-}	0,32^{+}	0,27^{-}	0,23	0,18^{+}	0,53^{-}	0,40	0,33^{-}	0,28	0,23	0,3
0,4	0,53^{+}	0,41	0,33^{+}	0,29	0,23	0,65	0,50	0,41	0,35	0,28^{+}	0,4
0,5	0,63^{+}	0,49	0,40	0,34^{+}	0,28	0,77	0,60	0,49^{-}	0,42	0,34	0,5
0,6	0,72^{+}	0,56	0,46^{-}	0,39^{+}	0,32	0,88	0,68^{+}	0,55^{+}	0,48	0,39	0,6
0,7	0,82^{-}	0,63	0,51	0,44	0,36	0,98^{+}	0,76	0,62	0,54^{-}	0,44	0,7
0,8	0,90	0,69^{+}	0,56^{+}	0,49^{-}	0,40	1,08	0,84	0,68^{+}	0,59	0,48	0,8
0,9	0,97^{+}	0,75^{+}	0,62^{-}	0,53^{+}	0,44^{-}	1,17	0,91	0,74	0,64^{+}	0,52^{+}	0,9
1,0	1,05	0,82^{-}	0,67^{-}	0,58	0,47^{+}	1,26^{+}	0,98	0,80	0,69^{+}	0,57^{-}	1,0
1,1	1,13	0,87^{+}	0,71^{+}	0,62	0,50^{+}	1,35	1,04	0,85	0,74	0,61^{-}	1,1
1,2	1,20	0,93	0,76	0,66	0,54	1,43	1,11	0,91^{-}	0,79^{-}	0,64^{+}	1,2
1,3	1,27	0,98	0,80^{+}	0,70	0,57	1,51^{-}	1,17	0,96^{-}	0,83	0,68	1,3
1,4	1,34	1,03^{+}	0,85	0,74^{-}	0,60	1,59	1,23	1,00^{+}	0,87^{+}	0,72	1,4
1,5	1,40	1,08^{+}	0,89^{-}	0,77	0,63	1,66^{+}	1,29	1,05^{+}	0,91^{+}	0,75	1,5
1,6	1,46^{+}	1,13^{+}	0,93	0,81^{-}	0,66	1,74	1,35^{-}	1,10	0,95^{+}	0,79^{-}	1,6
1,7	1,53	1,18	0,97	0,84	0,69	1,81	1,40	1,14^{+}	0,99	0,82	1,7
1,8	1,59	1,23	1,01^{-}	0,87^{+}	0,72	1,88	1,46^{-}	1,19	1,03	0,85	1,8
1,9	1,64^{+}	1,27^{+}	1,04^{+}	0,91	0,75^{-}	1,95	1,51	1,23^{+}	1,07	0,88	1.9
2,0	1,71^{-}	1,32	1,08^{+}	0,94^{+}	0,77^{+}	2,01	1,56	1,28	1,11	0,91^{+}	2,0
2,1	1,76	1,36^{+}	1,12	0,97^{+}	0,80	2,08	1,61	1,32	1,15	0,94^{+}	2,1
2,2	1,82	1,41	1,15	1,00^{+}	0,83^{-}	2,15	1,66^{+}	1,36	1,18^{+}	0,97^{+}	2,2
2,3	1,87	1,45	1,19	1,03^{+}	0,85^{+}	2,21	1,71	1,40	1,22	1,00	2,3
2,4	1,92	1,49	1,22^{+}	1,06^{+}	0,88^{-}	2,26	1,75^{+}	1,44	1,25^{+}	1,03	2,4
2,5	1,97	1,53	1,26	1,09^{+}	0,90^{+}	2,32	1,80	1,48	1,29	1,06	3,5
2,6	2,02	1,57	1,29	1,12^{+}	0,93	2,38	1,85	1,52	1,32^{+}	1,09	2,6
2,7	2,07	1,61	1,32	1,15	0,95	2,43	1,89	1,55^{+}	1,36	1,11^{+}	2,7
2,8	2,12	1,65	1,36^{-}	1,18	0,97^{+}	2,49	1,93^{+}	1,59^{+}	1,39	1,14	2,8
2,9	2,17	1,68^{+}	1,39	1,21	0,99^{+}	2,54	1,98	1,63	1,42	1,16^{+}	2,9
3,0	2,21	1,72	1,42	1,24^{-}	1,02	2,59	2,02	1,66	1,45	1,19	3,0

Anmerkung. Die Zeichen + und — bedeuten, daß die genauen Formelwerte um $^1/_4$ bis $^1/_2$ einer Zahleneinheit größer beziehungsweise kleiner als die abgerundeten Tafelwerte sind.

Auch haben Untersuchungen am Neckar[1]) ergeben, daß die Größe n nicht in allen Fällen den Einfluß der Rauhigkeit des Bettes richtig zur Geltung bringt.

Für Gerinne und kleine Flüsse wird die ältere Bazinsche Formel

$$(27) \quad \ldots\ldots \quad v = \frac{\sqrt{RJ}}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$$

ebenfalls viel gebraucht. Sie ist auch bei den Rechnungen für die Korrektion der Unterweser benutzt worden, lieferte aber für die untere Elbe keineswegs so gute Ergebnisse wie die Formel von Ganguillet und Kutter.

Zur Bestimmung der Werte α und β der älteren Bazinschen Formel werden Unterschiede nach der Beschaffenheit der Wände gemacht. Sie sind (s. a. die Tafel, S. 110) anzunehmen für

	α	β
1) sehr glatte Wände mit	0,00015	0,0000045
2) glatte Wände (Bretter, Hausteine, Backsteine)	0,00019	0,0000133
3) weniger glatte Wände (Bruchsteinmauerwerk)	0,00024	0,0000600
4) Wände in Erde	0,00028	0,0003500

Neuerdings ist von Bazin[2]) die weitere Formel aufgestellt worden:

$$v = \frac{87\sqrt{RJ}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}.$$

Danach würde

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

sein, und zwar ist anzunehmen:

für Gerinne aus gehobeltem Holz oder glattem Zement . . . . $\gamma = 0{,}06$

für Gerinne aus gewöhnlichen Brettern, Quadern oder gutgefugten Backsteinen . . . . $\gamma = 0{,}16$

für Kanäle in Bruchsteinen . . . . . $\gamma = 0{,}46$

für Kanäle in Erde mit abgepflasterten Böschungen . . . . $\gamma = 0{,}85$

---

[1]) Zeitschr. f. Gewässerkunde 1899, S. 3.

[2]) Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 317. Zeitschr. f. Gewässerkunde 1903, S. 87.

für ziemlich regelmäßige Flüsse . . . $\gamma = 1{,}30$
für Flüsse mit steinigen oder losen Wandungen . . . . $\gamma = 1{,}75$.

Eine auf wesentlich anderer Grundlage aufgebaute Formel hat u. a. Siedeck in den letzten Jahren in Vorschlag gebracht.[1])

Bei der großen Mannigfaltigkeit der Umstände, die die Bewegung des Wassers beeinflussen, ist es gar nicht möglich, eine allen Verhältnissen Genüge leistende einfache Formel aufzustellen. Für gewöhnliche Fälle der Praxis wird man sich einer der vorstehenden Formeln bedienen, indem man dabei die Werte n der Formel von Ganguillet und Kutter, α, β, γ der Formeln von Bazin den Verhältnissen des einzelnen Falles entsprechend einschätzt. In wichtigeren Fällen ist es geraten, durch wirkliche Geschwindigkeitsmessungen die Richtigkeit dieser Werte zu erproben.

Handelt es sich um umfangreiche Arbeiten, die nur mit großen Kosten durchzuführen sind, wie z. B. die Regelung eines größeren Stromes, so wird man es nicht umgehen dürfen, die Arbeit durch ein sorgfältiges Studium der in Betracht kommenden Stromstrecke einzuleiten und durch wiederholte Messungen die für diese Strecke geltenden Beziehungen zwischen der Wassermenge, der Größe und Form des Querschnitts und dem Gefälle besonders zu ermitteln. Es handelt sich dann also darum, eine Geschwindigkeitsformel aufzustellen, die nicht für alle Ströme, Bäche, Kanäle und Gerinne, sondern nur für den in Bearbeitung genommenen Teil eines Stromes gilt. Diese sehr begrenzte Aufgabe ist weit leichter zu lösen als die ganz allgemeine, weil innerhalb der in Behandlung genommenen Stromstrecke sowohl die Gefälle, wie auch die Beschaffenheit des Flußbettes sich von den Durchschnittswerten nicht allzusehr entfernen.

Teubert hat seinerzeit, als es sich um die Bearbeitung eines Entwurfs für die Regelung der mittleren Elbe handelte, diesen Weg beschritten. Seine Formel lautete

$$v = 46{,}91 \sqrt{J} \sqrt[3]{t}.$$ [2])

Hier bezeichnet t die mittlere Tiefe, die, sobald es sich um größere Flüsse handelt, an die Stelle der Größe $R = \frac{F}{p}$ tritt. Bei größeren Flüssen weicht nämlich die Breite b nicht merkbar von dem benetzten Umfang ab, und die mittlere Tiefe t ist durch die

[1]) Siedeck, Studie über eine neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers. Wien 1901.

[2]) Teubert, Die Verbesserung der Schiffbarkeit unserer Ströme durch Regulierung. Berlin 1894.

Beziehung $t = \frac{F}{b}$ gegeben. Bei der nicht zu leugnenden Unsicherheit aller einschlägigen Rechnungen hat es auch dann keinen Zweck, zwischen der mittleren Tiefe t und dem sogen. Profil-Radius[1]) $R = \frac{F}{p}$ zu unterscheiden, wenn die Werte etwas voneinander abweichen.

Aus allen Geschwindigkeitsformeln geht mit Sicherheit hervor, daß die mittlere Geschwindigkeit v mit dem Werte $R = \frac{F}{p}$ oder bei größeren Flüssen mit der mittleren Tiefe t wächst, ein Umstand, der bei der Wahl der Querschnittsform von nicht zu unterschätzender Bedeutung ist.

Beispiel. Für eine Flußstrecke sei gefunden $F = 45$ qm und $p =$ 34,6 m, ferner

$$J = 0{,}0002 = 200 \frac{\text{mm}}{\text{km}} \text{ oder } 1:5000.$$

Man findet

$$R = \frac{45}{34{,}6} = 1{,}30 \text{ m}$$

und aus der Tafel S. 111 für $n = 0{,}025$ den zugehörigen Wert $c = 42$.

Daher ist

$$v = 42\sqrt{1{,}30 \cdot 0{,}0002} = 0{,}677 \text{ m}$$

und $$Q = 45 \cdot 0{,}677 = 30{,}4 \text{ cbm.}$$

Wäre $Q = 30{,}4$ cbm, $J = 0{,}0002$ und der benetzte Umfang (oder die Wasserspiegelbreite) $= 34{,}6$m gegeben und die mittlere Querschnittstiefe gesucht, so würde man die Aufgabe nur durch einige Versuchsrechnungen lösen können, da außer R auch c unbekannt ist. Wir setzen $R = x$, dann ist

$$F = px = 34{,}6 \cdot x \text{ und } v = c\sqrt{x \cdot 0{,}0002}$$

und wegen $$Q = Fv$$

$$30{,}4 = 34{,}6 \cdot \sqrt{0{,}0002} \cdot c x^{3/2}$$
$$c x^{3/2} = 62{,}1.$$

Wenn wir versuchsweise $c = 40$ setzen, so wird $x = 1{,}34$ m, und für diesen Wert von R gibt die Tafel S. 111 $c = 42$.

Nunmehr liefert die Wiederholung der Rechnung $x = 1{,}30$. Es ist also

$$R = 1{,}30 \text{ m und } F = 1{,}30 \cdot 34{,}6 = 45 \text{ qm.}$$

30. Ungleichförmige Bewegung. Die ungleichförmige Wasserbewegung, bei der sowohl das Gefälle wie auch die Form des Bettes sich von Querschnitt zu Querschnitt ändern, bildet in den natürlichen Wasserläufen die Regel. Es soll dabei vorläufig noch ganz davon absehen werden, daß auch die Wassermenge Änderungen

[1]) Aird hat in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1900 zu zeigen versucht, daß der Profil-Radius überhaupt mit Unrecht die ihm zugewiesene Rolle spielt.

unterworfen ist. Die mittlere Geschwindigkeit hat auch in diesem Fall in jedem Querschnitt den bestimmten, durch den Ausdruck

$$v = \frac{Q}{F}$$

gegebenen Wert. Dieser ist aber nicht überall gleich groß wie bei der gleichförmigen Bewegung, sondern er ändert sich und zwar derart, daß das Produkt $Fv = Q$ stets denselben Wert behält. Die Fälle, daß auch die Wassermenge entweder nur von Querschnitt zu Querschnitt oder auch in jedem einzelnen Querschnitt der Zeit nach stetig zu- oder abnimmt, sollen hier unerörtert bleiben. (Vergl. Artikel 34, 41 und 59 bis 61.)

Bei der gleichförmigen Bewegung stehen die Querschnittsfläche F und die mittlere Geschwindigkeit v in einem Zusammenhang, der auch für die folgenden Rechnungen seinen Ausdruck finden soll in der Formel

$$v = c\sqrt{RJ},$$

in der für c jedesmal der den Umständen entsprechende Zahlenwert einzusetzen ist. Anders verhält es sich, wenn die Geschwindigkeit von Querschnitt zu Querschnitt zu- oder abnimmt, weil alsdann die durch das Gefälle gegebene beschleunigende Kraft K nicht mehr in jedem Augenblicke der verzögernden Kraft W des Widerstandes gleich ist. Für eine Wasserscheibe von der Dicke $\varDelta s$ und der Fläche F (vergl. Abb. 24, S. 107), welche sich in der Zeit $\varDelta t$ um $\varDelta x$ abwärts bewegt und dabei eine Geschwindigkeitszunahme $\varDelta v$ erfährt, ist

$$K = W + \text{Massenbeschleunigung}.$$

Nun ist die Masse der Scheibe

$$m = \frac{\gamma}{g} F \varDelta s$$

und ihre Beschleunigung $= \dfrac{\text{Geschwindigkeitszuwachs}}{\text{Zeit}}$ ist gleich $\dfrac{dv}{dt}$.

Wegen

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dv}{dx}\,\frac{dx}{dt} \text{ und } \frac{dx}{dt} = v$$

ist die Beschleunigung $= v\,\dfrac{dv}{dx}$. Es ist also

$$\frac{v\,dv}{dx} = \frac{K - W}{m}.$$

Für K und W finden wir nach Art. 29 die Werte

$$K = \frac{\gamma}{g} F \varDelta s g \sin\alpha$$

$$W = \zeta p \varDelta s v^2.$$

Durch Einsetzen der Ausdrücke für m, K und W erhalten wir

$$v \frac{dv}{dx} = g \left(\sin \alpha - \frac{\zeta}{\gamma} \frac{p}{F} v^2 \right)$$

und wenn wieder $\frac{\zeta}{\gamma} = \frac{1}{c^2}$ und $\sin \alpha = \operatorname{tang} \alpha = \frac{dy}{dx}$ gesetzt wird

$$(28) \quad \ldots \quad \begin{cases} \frac{dy}{dx} = \left(\frac{v}{c}\right)^2 \frac{p}{F} + \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} \\ dy = \left(\frac{v}{c}\right)^2 \frac{p}{F} dx + \frac{v}{g} dv. \end{cases}$$

Nach Gleichung 23 ist bei der gleichförmigen Bewegung

$$\frac{dy}{dx} = \left(\frac{v}{c}\right)^2 \frac{p}{F}.$$

Der Vergleich ergibt, daß das Wasserspiegelgefälle der Strecke dx um $\frac{v}{g} \frac{dv}{dx}$ größer ist als bei der gleichförmigen Bewegung. Wäre aber die Bewegung nicht beschleunigt, sondern verzögert, so würde dv negativ und das Gefälle um das zweite Glied kleiner als bei der gleichförmigen Bewegung sein.

Durch Integration der Gleichung 28 erhält man

$$y - y_0 = \int_{x_0}^{x} \frac{p v^2}{F c^2} dx + \frac{v^2 - v_0^2}{2g}$$

und wenn v durch $\frac{Q}{F}$ ersetzt wird, so kann man Q, welches nach der Voraussetzung in allen Querschnitten denselben Wert hat, vor das Integralzeichen setzen, mithin

$$(29) \quad . \quad . \quad y - y_0 = Q^2 \int_{x_0}^{x} \frac{p}{F^3 \cdot c^2} dx + \frac{Q^2}{2g} \left[\left(\frac{1}{F}\right)^2 - \left(\frac{1}{F_0}\right)^2 \right].$$

Die vorstehende Gleichung, in welcher die Größe $y - y_0$ den auf die Strecke von der Länge $x - x_0$ entfallenden Höhenunterschied des Wasserspiegels bedeutet, muß bei den praktischen Anwendungen durch ein Näherungsverfahren gelöst werden, weil die Veränderlichen p, F und c nicht als Funktionen von x analytisch ausgedrückt werden können. Man zerlegt dazu die ganze Strecke in kleinere Abschnitte von der Länge Δx in solcher Weise, daß für jeden Abschnitt ein mittlerer Querschnitt ohne großen Fehler zugrunde gelegt werden kann, und setzt dann

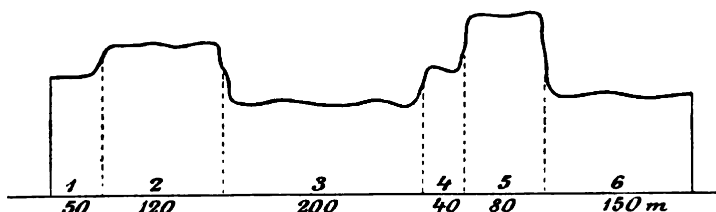
$$\int_{x_0}^{x} \frac{p}{F^3 c^2} dx = \Sigma \frac{p \Delta x}{F^3 c^2},$$

wo jedes Glied unter dem Summenzeichen die der fraglichen Teilstrecke entsprechenden Mittelwerte der Veränderlichen erhält.

Für die Anwendung ist die entwickelte Formel noch nicht ohne Einschränkung brauchbar. Denn ihre Ableitung beruhte auf der keineswegs in allen Fällen zutreffenden Annahme, daß bei den Geschwindigkeitsänderungen kein Verlust an lebendiger Kraft eintritt. Freilich würde diese Annahme richtig sein, wenn die Verhältnisse bei offenen Wasserläufen ebenso liegen würden wie bei geschlossenen Leitungen, wo die lebendige Kraft, welche zur Erzeugung der größeren Geschwindigkeit in engen Strecken nötig ist, bei ganz allmählichen Übergange in weitere Strecken wenigstens annähernd wieder in Arbeit zur Überwindung der Bewegungswiderstände umgewandelt wird.

In offenen Wasserläufen erfolgen jedoch die Querschnittsänderungen nur selten ganz allmählich. Deshalb wird bei der Verminderung der Geschwindigkeit der Überschuß der lebendigen Kraft des ankommenden Wassers nicht zur Beförderung des Abflusses in der unteren Strecke nutzbar gemacht, sondern zum überwiegenden Teil durch vermehrte innere Widerstände, Wirbel usw. aufgezehrt. Man kann dies sehr deutlich unterhalb einer Stromschnelle wahrnehmen, und der geübte Beobachter wird auch bei weniger schroffem Querschnittswechsel erkennen, daß da,

Abb. 25.



wo der Querschnitt sich vergrößert, die Strömung des Wassers unregelmäßig wird. Man wird daher die Gleichung 29 deren erstes Glied den Bewegungswiderständen der Strecke von x_0 bis x entspricht, und die außerdem nur noch den Unterschied der Geschwindigkeitshöhen an beiden Endpunkten enthält, nur auf solche Flußstrecken anwenden dürfen, wo die Querschnittsflächen F sich von dem oberen bis zu dem unteren Ende ganz stetig und in gleichem Sinne ändern, also entweder immer abnehmen oder immer zunehmen. Wenn dagegen innerhalb der ganzen zu behandelnden Strecke abwechselnd enge und weite Querschnitte vorkommen, so ist es richtiger, anstatt der Geschwin-

digkeitshöhen an dem Anfangs- und Endpunkte der ganzen Strecke diejenigen der einzelnen Teilstrecken in die Rechnung einzuführen, dabei aber nur solche Teilstrecken zu berücksichtigen, in welchen eine beschleunigte Bewegung stattfindet, dagegen die Teilstrecken mit verzögerter Bewegung auszulassen. Die für die Anwendung besser geeignete Gleichung lautet daher

$$(30) \quad . \quad . \; y - y_0 = Q^2 \Sigma \frac{p \Delta x}{F^3 \cdot c^2} + \frac{Q^2}{2g} \Sigma \left\{ \left(\frac{1}{F_2}\right)^2 - \left(\frac{1}{F_1}\right)^2 \right\},$$

und ist mit der Einschränkung zu verstehen, daß unter dem zweiten Summenzeichen auf der rechten Seite nur die positiven Glieder zu vereinigen sind. Um das Niederschreiben sehr kleiner Brüche zu vermeiden, kann man der Gleichung die folgende Form geben

$$(31) \left(\frac{100}{Q}\right)^2 (y - y_0) = \Sigma \left\{ \left(\frac{100}{c}\right)^2 \frac{p \cdot \Delta x}{F^3} \right\} + \frac{1}{19{,}62} \Sigma \left\{ \left(\frac{100}{F_2}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_1}\right)^2 \right\}.$$

Ein Beispiel wird die Anwendung am besten erläutern und zugleich den Einfluß der einzelnen Glieder auf das Rechnungsergebnis erkennen lassen.

Beispiel. Eine Flußstrecke von 640 m Länge hat einen unregelmäßigen Längenschnitt. In Abb. 25 sind die Querschnittsgrößen dargestellt und zugleich ist die Einteilung in sechs Teilstrecken angegeben. Für diese Strecken sind die Längen Δx sowie die Durchschnittswerte von F und p ermittelt. Das ganze Wasserspiegelgefälle beträgt 0,80 m. Wie groß ist die Wassermenge Q?

Auflösung. Man berechnet für die sechs Teilstrecken zunächst $R = \frac{F}{p}$ und ermittelt schätzungsweise den zugehörigen Wert c unter Benutzung der Beiwerttafel, wobei $n = 0{,}030$ und $J = 0{,}001$ angenommen werden möge. Dann werden die Größen

$$\left(\frac{100}{c}\right)^2 \cdot \frac{p \Delta x}{F^3} \text{ und } \left(\frac{100}{F}\right)^2$$

berechnet. Die Ergebnisse sind nachstehend zusammengestellt. Die letzte Spalte enthält den Zuwachs, den $\left(\frac{100}{F}\right)^2$ von einer Teilstrecke zur folgenden erfährt. Abnahmen des Wertes sind unberücksichtigt gelassen.

Teilstrecke Nr.	Δx m	F qm	p m	$R = \frac{F}{p}$ m	c	$\left(\frac{100}{c}\right)^2 \frac{p \Delta x}{F^3}$	$\left(\frac{100}{F}\right)^2$	Zuwachs von $\left(\frac{100}{F}\right)^2$
1	50	60	86	0,70	31	0,206	2,77	—
2	120	75	76	0,99	33	0,197	1,78	—
3	200	45	40	1,12	34	0,758	4,93	3,15
4	40	62	73	0,85	32	0,120	2,60	—
5	80	90	128	0,70	31	0,146	1,23	—
6	150	50	65	0,77	32	0,760	4,00	2,67
Σ	640	—	—	—	—	2,187	—	5,82

Wir erhalten also, da $y - y_0 = 0{,}80$ m ist,

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 . 0{,}80 = 2{,}187 + \frac{5{,}82}{19{,}62} = 2{,}187 + 0{,}297$$

und

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0{,}80}{2{,}187 + 0{,}297}} = 56{,}7 \text{ cbm.}$$

Wollte man gemäß Formel 29 nur die Geschwindigkeitshöhen der Endpunkte in Rechnung stellen, so wäre

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 \cdot 0{,}80 = 2{,}187 + \frac{4{,}00 - 2{,}77}{19{,}62} = 2{,}250$$

und

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0{,}80}{2{,}250}} = 59{,}7 \text{ cbm.}$$

Es ist übrigens zu bemerken, daß es nicht zweckmäßig sein würde, derartig unregelmäßig verlaufende Flußstrecken für die Bestimmung der Wassermenge zu benutzen. Man wird vielmehr stets versuchen, der Bestimmung der Wassermenge eine Flußstrecke zugrunde zu legen, in deren Verlaufe keine erheblichen Querschnittsänderungen vorkommen, auf die man also die Gesetze der gleichförmigen Bewegung angenähert anwenden kann.

Die Formel 30 wird dagegen wohl benutzt, um bei bekannter Wassermenge die Wasserspiegellinie zu bestimmen. Man muß dazu das Gefälle der einzelnen Teilstrecken berechnen und den für die gleichförmige Bewegung innerhalb der Strecken sich ergebenden Werten die für die Geschwindigkeitszunahmen anzurechnenden Höhen an den betreffenden Stellen hinzufügen.

In dem vorigen Beispiele ist z. B. das ganze Gefälle der 200 m langen Teilstrecke Nr. 3 wegen $Q = 56{,}7$

$$\Delta y_3 = \left(\frac{56{,}7}{100}\right)^2 \cdot 0{,}758 = 0{,}242 \text{ m}$$

und das Gefälle auf die Längeneinheit

$$\frac{\Delta y_3}{\Delta x_3} = \frac{0{,}242}{200} = 1{,}21 \frac{\text{mm}}{\text{m}}.$$

Für den Übergang aus der zweiten in die dritte Teilstrecke, wobei die Geschwindigkeit zunimmt, kommt die Geschwindigkeitshöhe

$$\left(\frac{56{,}7}{100}\right)^2 \cdot \frac{3{,}15}{19{,}62} = 0{,}052 \text{ m}$$

hinzu, und das Gefälle der 120 m langen Teilstrecke Nr. 2 beträgt

$$\Delta y_2 = \left(\frac{56{,}7}{100}\right)^2 \cdot 0{,}197 = 0{,}063 \text{ m.}$$

Es ist zu empfehlen, Hand in Hand mit der stückweisen Berechnung der Höhenunterschiede Δy des Wasserspiegels diesen in den Längenschnitt des Wasserlaufes einzutragen, um die bezüglichen Querschnittsgrößen richtig feststellen zu können. Denn bei

der Ermittlung der Wasserspiegellinie, welche bei einer bestimmten Wassermenge sich einstellen wird, sind die Querschnittsgrößen F und p nicht von vornherein bekannt, sondern sie hängen noch von der erst zu ermittelnden Füllhöhe der einzelnen Querschnitte ab. Man kann deshalb die Querschnittsgrößen anfangs nur näherungsweise einschätzen und muß durch die Berechnung, bei der man von dem unteren Ende der Strecke ausgeht, die eingeschätzten Werte von Abschnitt zu Abschnitt berichtigen. Unter Umständen ist es notwendig, die Rechnung zu wiederholen, indem man die vorläufig berichtigten Werte einsetzt.

Es braucht nicht besonders betont zu werden, daß bei sehr unregelmäßigen Flußstrecken und namentlich dann, wenn schroffe Querschnittsänderungen vorkommen, auch die Bestimmung der Wasserspiegellinie, die einer bekannten Abflußmenge entspricht, recht unsicher ist.

31. Staukurven. Das Gefälle des Wasserspiegels der Bäche und Flüsse stimmt nur selten mit demjenigen der Sohle überall völlig überein, es ist in der Regel bald größer, bald kleiner. Der Unterschied zwischen Wasserspiegel- und Sohlengefälle ist am auffälligsten oberhalb der Stauanlagen, welche durch teilweise Verbauung des Flußbettes eine oft sehr beträchtliche Hebung des Wasserspiegels bewirken. Der Durchflußquerschnitt und die mittlere Tiefe werden oberhalb des Stauwerks bedeutend vergrößert, und diese Vergrößerungen bedingen eine Abnahme der mittleren Geschwindigkeit des abzuführenden Wassers und des Wasserspiegelgefälles. Unter Stauhöhe versteht man die durch Anlage des Stauwerks verursachte Hebung des Wasserspiegels. Da das Gefälle des Wasserspiegels oberhalb des Stauwerks stets geringer ist, als es vor der Anlage des Stauwerks war, ist die Stauhöhe am Stauwerk selbst am größten und nimmt, je weiter man stromaufwärts vorschreitet, ab. Der gestaute Wasserspiegel kommt dem ungestauten immer näher. Der Abstand des Stauwerks von dem Punkte, wo der Unterschied beider Wasserspiegel unmerkbar ist, wird als Stauweite bezeichnet. Nähert man sich vom Endpunkte der Stauweite dem Stauwerke, so findet man, daß die Geschwindigkeit bei allen nicht ganz unregelmäßig gestalteten Wasserläufen auf der ganzen Strecke von größeren zu geringeren Werten übergeht, die Bewegung ist also eine verzögerte. Deshalb ist das zweite Glied auf der rechten Seite der Gleichungen 28 bis 31 stets negativ, die Werte dy oder Δy werden also, wenn man sie unter Vernachlässigung des zweiten Gliedes, also nach der Gleichung

(32) . . . . $$\Delta y = \frac{Q^2 \cdot p \cdot \Delta x}{c^2 F^3}$$

berechnet, etwas zu groß ausfallen. In Gleichung 32 ist nur die Widerstandsarbeit der einzelnen Teilstrecken, für die die Mittelwerte p und F eingesetzt werden, berücksichtigt. Ihr gegenüber ist die aus der Verzögerung der Wasserteilchen gewonnene Arbeit in fast allen Fällen nur gering. Für Annäherungsrechnungen kann daher das zweite Glied der Gleichungen 28 bis 31 vernachlässigt werden, und zwar um so mehr, da tatsächlich ein Teil der aus der Verzögerung der Wasserteilchen gewonnenen Arbeit in vermehrter Wirbelbildung wieder verloren geht. Die Vernachlässigung des zweiten, stets negativen Gliedes bewirkt, daß die berechneten Werte dy oder Δy etwas zu groß ausfallen, und in Zusammenhang damit ist auch der für die Stauweite gefundene Wert etwas zu groß. Bei Berechnung der Stauweite handelt es sich meist darum, festzustellen, wie weit sich der für die Vorflutberechtigten schädliche Einfluß des Staues erstreckt, und es ist wichtig, daß bei Vernachlässigung des zweiten Gliedes der Gleichungen 28 bis 31 die Stauweite keinesfalls zu gering berechnet wird.

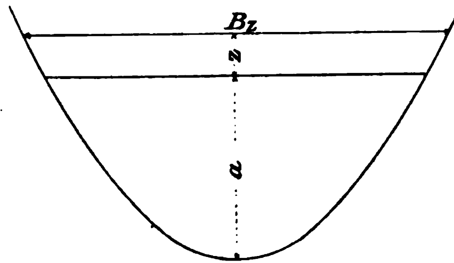
Es darf aber auch nicht unbeachtet bleiben, daß die Stauweite sich in vielen Fällen nachträglich vergrößert, weil sich oberhalb des Staues die Sohle durch Sinkstoffablagerung erhöht. Eine solche Erhöhnung wird immer eintreten, wenn das Stauwerk lediglich aus einem festen, auch bei höheren Wasserständen wirksamen Wehreinbau besteht, und sie wird um so stärker sein, je größer die Sinkstoffmenge des Wasserlaufes ist.

Durch Anwendung der Gleichung 32 findet man die Staukurve, d. h. die Spiegellinie des gestauten Wassers, indem man die Flußstrecke in Abschnitte Δx zerlegt und, an dem Stauwerke anfangend, zunächst für den ersten Abschnitt den Höhenunterschied Δy des Wasserspiegels zwischen den Endpunkten berechnet. Das Verfahren wird für jeden folgenden Abschnitt wiederholt, bis der Höhenunterschied zwischen dem gestauten und dem ungestauten Wasserspiegel unmerkbar wird. Da für F und p die Mittelwerte der Teilstrecke eingesetzt werden sollen, während die Höhenlage des Wasserspiegels nur für den unteren Endpunkt feststeht, muß man Δy zunächst einschätzen und die Rechnung nötigenfalls unter Zugrundelegung einer neuen Einschätzung wiederholen. Auf diese Weise läßt sich die Staukurve stückweise berechnen und in den Längenschnitt eintragen. Die Stauhöhe ergibt sich dann unmittelbar für jede Querschnittstelle. Diese Berechnungsart ist zwar etwas umständlich, aber allgemein anwendbar, und man kann dabei den gegebenen Verhältnissen stets Rechnung tragen, also z. B. auch die Veränderung der Wassermenge Q berücksichtigen, wenn innerhalb der Staustrecke Wasser zu- oder abgeleitet wird. In der

Regel nimmt man an, daß die Stauweite dort endet, wo die Stauhöhe nur noch einige Zentimeter beträgt.

In regelmäßig gestalteten Flußstrecken kann man die Beziehungen zwischen Wassermenge, Gefälle und Querschnitt mit einiger Genauigkeit in mathematische Ausdrücke fassen, so daß die Staukurve im ganzen und auch die Stauweite auf dem Wege der Rechnung bestimmt werden kann. Zu diesem Zwecke muß man den Querschnitt der Flußstrecke durch eine ihm angepaßte regelmäßige Figur ersetzen. Dazu eignet sich des leichten analytischen Ausdruckes wegen am besten die Parabel.

Abb. 26.



Es sei P der Parameter, und für die Füllhöhe $a+z$ der Ersatzparabel, sei die Wasserspiegelbreite B_z und die Querschnittsfläche F_z.

Es soll ferner angenommen werden, daß im ungestauten Flusse die Füllhöhe der Ersatzparabel $= a$ ist und daß durch Messungen in der Staustelle F_0 als Durchschnittswert der Querschnittsfläche im ungestauten Flusse und B_0 als Durchschnittswert der zugehörigen Wasserspiegelbreite ermittelt worden ist. Dann ist

$$B_0 = 2\sqrt{Pa}$$

und

$$F_0 = \frac{2}{3} B_0\, a.$$

Hieraus berechnen sich die Füllhöhe $a = \frac{3}{2}\frac{F_0}{B_0}$ und der Parameter $P = \frac{B_0^3}{6\,F_0}$. Ferner ist $F_0 = \frac{4}{3}\sqrt{P a^3}$.

Da es sich nur um eine Näherungsrechnung handelt, kann $p_z = B_z$ gesetzt werden. Es ist dann

$$\frac{F_0^3}{p_0} = \frac{32}{27} P a^4$$

und für die um z größere Füllhöhe $a+z$

$$(33) \quad \frac{F_z^3}{p_z} = \frac{32}{27} P(a+z)^4.$$

J sei das als gleichmäßig vorausgesetzte Wasserspiegelgefälle der ungestauten Flußstrecke und

$$\alpha = \frac{\varDelta y}{\varDelta x} \text{ (vergl. Abb. 27)}$$

das Gefälle des gestauten Wasserspiegels.

Nach Gleichung 32 ist

$$\Delta y = \frac{Q^2}{c^2} \frac{p_z \Delta x}{F_z^3},$$

also

$$\alpha = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{27}{32} \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{1}{P(a+z)^4}.$$

Für $z = 0$ ist aber $\alpha = J$, also

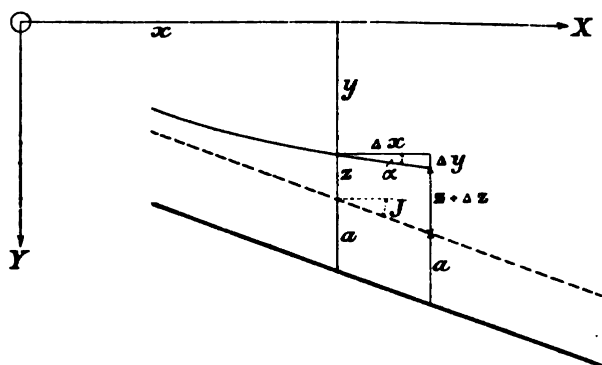
$$J = \frac{27}{32} \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{1}{Pa^4}.$$

Der Beiwert c muß für beide Füllhöhen a und $a + z$ annäherungsweise gleich angenommen werden, am besten legt man dabei den mittleren Wasserstand zugrunde. Es ist dann

$$(34) \quad \ldots\ldots \quad \alpha = J\left(\frac{a}{a+z}\right)^4.$$

Dieser Ausdruck ist sehr bequem für die näherungsweise Berechnung der Gefälle für verschieden große Stauhöhen z.

Abb. 27.



Beispiel. In einer regelmäßigen Flußstrecke sei das Gefälle $J = 0{,}0005$ und $F = 28$ qm, $B = 30$ m. Dann ist

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{28}{30} = 1{,}40 \text{ m}.$$

Wenn die Flußstrecke angestaut wird, so beträgt das Gefälle α an derjenigen Stelle, wo die Stauhöhe $z = 1{,}0$ m ist, nur noch

$$0{,}0005 \left(\frac{1{,}40}{1{,}40 + 1{,}00}\right)^4 = 0{,}000058 \text{ oder } 58 \frac{\text{mm}}{\text{km}}.$$

Auf 100 m Länge ist $\Delta y = 5{,}8$ mm, während das ursprüngliche Gefälle 50 mm betrug.

Legt man den Koordinatenanfangspunkt in den gestauten Wasserspiegel am Wehr und zählt die x stromabwärts, die y nach unten als positiv, so ist (Abb. 28)

$$y = h + Jx - z,$$

$$(35) \quad \ldots\ldots \quad dz = J\,dx - dy = (J - \alpha)\,dx,$$

also wegen Formel 34

$$dz = J\left\{1 - \left(\frac{a}{a+z}\right)^4\right\} dx.$$

Hieraus berechnet sich

$$(36) \quad . \quad J\,dx = dz\left\{1 + \frac{a^4}{(a+z)^4 - a^4}\right\}$$

$$J\,dx = dz\left\{1 - \frac{a}{4}\left(\frac{1}{z+2a} - \frac{1}{z} + \frac{2a}{(z+a)^2 + a^2}\right)\right\}.$$

Die Integration gibt

$$Jx = C + z - a\left[\frac{1}{4}\ln\left(1 + \frac{2a}{z}\right) + \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\left(1 + \frac{z}{a}\right)\right].$$

Für $z = h$ muß $x = 0$ sein. Es ist also

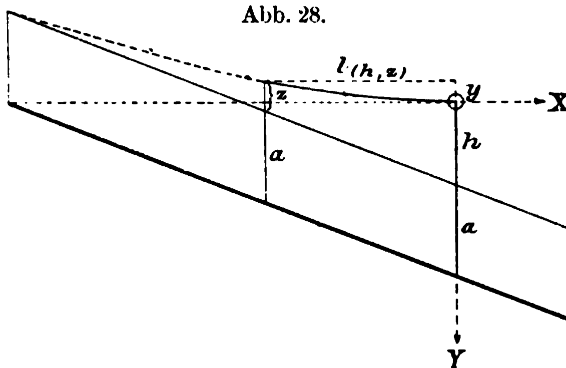
$$C = -h + a\left[\frac{1}{4}\ln\left(1 + \frac{2a}{h}\right) + \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\left(1 + \frac{h}{a}\right)\right].$$

Um die Staurechnungen unter Zuhilfenahme einer Zahlentafel einfacher ausführen zu können, wird gesetzt

$$(37)\ F\left(\frac{a+z}{a}\right) = \frac{a+z}{a} - \frac{1}{4}\ln\left(1 + \frac{2a}{z}\right) - \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\left(1 + \frac{z}{a}\right) + \frac{\pi}{4}.$$

Das letzte Glied ist dem Funktionsausdrucke willkürlich hinzugefügt worden, um für den Wert $z = 0$ das Glied $\frac{1}{2}\operatorname{arctg}\left(1 + \frac{z}{a}\right)$ aufzuheben. Da das Glied $\frac{\pi}{4}$ bei Einführung der Funktion F ein-

Abb. 28.



mal mit positivem und einmal mit negativem Vorzeichen auftritt, ist es auf das Ergebnis ohne Einfluß. Wir erhalten dann

$$Jx = a\left[F\left(\frac{a+z}{a}\right) - F\left(\frac{a+h}{a}\right)\right]$$

oder

$$(38) \quad . \quad . \quad . \quad l_{(h,z)} = \frac{a}{J}\left[F\left(\frac{a+h}{a}\right) - F\left(\frac{a+z}{a}\right)\right].$$

Hierin bedeutet $l_{(h,z)}$ die Länge derjenigen stromaufwärts gerichteten Strecke, in welcher die Stauhöhe von h bis auf z abnimmt, oder den Abstand des Querschnitts, in welchem die Stauhöhe nur noch z m beträgt, vom Wehr. Die Werte der Funktion $F\left(\frac{a+z}{a}\right)$ sind aus der nachfolgend abgedruckten Tafel zu entnehmen. Rechnerisch ergibt es sich, daß die Stauweite unendlich groß ist, da für $z = 0$ die Funktion $F = -\infty$ wird. Die Zahlentafel läßt dagegen erkennen, daß $F\left(\frac{a+z}{a}\right)$ für Werte von z, die zwar von 0 verschieden, für die Praxis aber unmerkbar sind, verschwindet. Die praktische Grenze der Stauweite liegt also im Abstande $\frac{a}{J} F\left(\frac{a+h}{a}\right)$ von dem Stauwerk.

Tafel zur Berechnung der Staukurven.

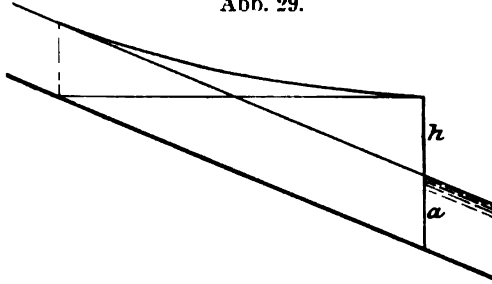
$$F\left(\frac{a+z}{a}\right) = \frac{a+z}{a} - \frac{1}{4}\ln\left(1+\frac{2a}{z}\right) - \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\left(1+\frac{z}{a}\right) + \frac{\pi}{4}.$$

$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$
1,00	$-\infty$	1,16	0,865	1,37	1,221	1,90	1,850
1,005	$-0{,}102$	1,17	0,887	1,38	1,235	1,95	1,904
1,01	$+0{,}074$	1,18	0,908	1,39	1,249	2,00	1,957
1,015	0,179	1,19	0,928	1,40	1,262	2,1	2,063
1,02	0,254	1,20	0,948	1,41	1,276	2,2	2,168
1,025	0,313	1,21	0,967	1,42	1,289	2,3	2,272
1,03	0,362	1,22	0,985	1,43	1,302	2,4	2,376
1,035	0,403	1,23	1,003	1,44	1,315	2,5	2,478
1,04	0,440	1,24	1,021	1,45	1,328	2,6	2,581
1,045	0,473	1,25	1,038	1,46	1,341	2,7	2,683
1,05	0,502	1,26	1,055	1,47	1,354	2,8	2,785
1,06	0,554	1,27	1,071	1,48	1,367	2,9	2,886
1,07	0,599	1,28	1,087	1,49	1,379	3,0	2,988
1,08	0,639	1,29	1,103	1,50	1,392	3,5	3,492
1,09	0,675	1,30	1,119	1,55	1,453	4,0	3,995
1,10	0,708	1,31	1,134	1,60	1,513	4,5	4,496
1,11	0,738	1,32	1,149	1,65	1,571	5,0	4,997
1,12	0,766	1,33	1,164	1,70	1,628	6,0	5,998
1,13	0,793	1,34	1,178	1,75	1,685	8,0	7,999
1,14	0,818	1,35	1,193	1,80	1,740	10,0	10,000
1,15	0,842	1,36	1,207	1,85	1,795	∞	∞

Aus der Tafel ist ferner zu ersehen, daß $F\left(\frac{a+h}{a}\right)$ stets kleiner als $\frac{a+h}{a}$ ist, sich diesem Werte aber umsomehr nähert,

je größer $\frac{h}{a}$ ist. Wenn $h > a$ ist, kann man angenähert $F\left(\frac{a+h}{a}\right) = \frac{a+h}{a}$ setzen. Die praktische Stauweite reicht dann bis zu der Stelle, wo eine durch den gestauten Wasserspiegel am Wehr gelegte Wagerechte die Flußsohle schneidet (vergl. Abb. 29). Bei kleiner Stauhöhe ist die Stauweite kürzer. Wenn innerhalb der Stauweite das Spiegelgefälle des ungestauten Flusses, der mittlere Querschnitt oder die Wassermenge sich ändert, muß jeder Abschnitt für sich behandelt werden, oder man muß, was für eine genaue Berechnung ohnehin nötig ist, die stückweise Berechnung nach Formel 32 anwenden.

Abb. 29.



Beispiel. Es sei wie in dem vorigen Beispiel wiederum $J = 0{,}0005$, $F = 28$ und $B = 30$ m. Wie groß ist die praktische Stauweite und in welchem Abstande beträgt die Stauhöhe nur noch 0,05 m, wenn die Stauhöhe am Wehr $= 2{,}20$ m ist? Es ist wie früher $a = \frac{3}{2} \cdot \frac{28}{40} = 1{,}40$ m, also am Wehr $a + h = 1{,}40 + 2{,}20 = 3{,}60$ m und $\frac{a+h}{a} = \frac{3{,}60}{1{,}40} = 2{,}57$.

Aus der Tafel zur Berechnung der Staukurven findet man $F(2{,}57) = 2{,}550$, und es ist daher die Stauweite

$$l = \frac{1{,}40}{0{,}0005} \cdot 2{,}550 = 7150 \text{ m}.$$

Ferner ist

$$\frac{1{,}40 + 0{,}05}{1{,}40} = 1{,}035 \text{ und } F(1{,}035) = 0{,}403,$$

daher für $z = 0{,}05$ m

$$l_{(h,z)} = \frac{1{,}40}{0{,}0005}\left\{2{,}550 - 0{,}403\right\} = \text{rd. } 6000 \text{ m}.$$

Für $z = 1{,}0$ m erhält man

$$\frac{1{,}40 + 1{,}0}{1{,}40} = 1{,}71 \text{ und } l_{(h,z)} = 2540 \text{ m}.$$

Auch andere Aufgaben lassen sich mit Benutzung der Stautafel bequem lösen.

Aufgabe. Wie hoch muß das Wasser am Wehr angestaut werden, wenn in der obigen Flußstrecke die Stauhöhe 4 km oberhalb des Wehres noch 0,30 m betragen soll?

Hier ist $l_{(h,z)} = 4000$ m und $z = 0{,}30$ m gegeben und h unbekannt. Es ist

$$\frac{a+z}{a} = \frac{1{,}40 + 0{,}30}{1{,}40} = 1{,}214 \text{ und } F(1{,}214) = 0{,}974.$$

Daher gilt die Gleichung

$$F\left(\frac{a+h}{a}\right)=\frac{0{,}0005\cdot 4000}{1{,}40}+0{,}974=2{,}403$$

und die Tafel liefert den zugehörigen Wert von

$$\frac{a+h}{a}=2{,}43.$$

Es ist also die gesuchte Stauhöhe

$$h=2{,}43\cdot 1{,}40-1{,}40=2{,}00 \text{ m}.$$

Die Anwendung der Stautafel wird etwas unbequem, wenn die Stauhöhe z nur klein und $\frac{z}{a}$ ein sehr kleiner Bruch ist. Man kann alsdann von der Differentialgleichung 36 zu einer Differenzengleichung übergehen und erhält

$$\Delta z=J\cdot\Delta x\frac{(a+z)^4-a^4}{(a+z)^4}.$$

Durch Reihenentwicklung erhält man hieraus

$$\Delta z=J\cdot\Delta x\left[4\frac{z}{a}-10\left(\frac{z}{a}\right)^2+20\left(\frac{z}{a}\right)^3-35\left(\frac{z}{a}\right)^4+\ldots\right]. \tag{39}$$

Beispiel. Es sei gegeben $J=0{,}00026$ und $a=2{,}0$ m. An einer gegebenen Stelle sei die Stauhöhe $z=0{,}04$ m. Dann ist

$$\frac{z}{a}=0{,}020 \text{ und}$$

$$\Delta z=0{,}00026\cdot\Delta x\,[0{,}080-0{,}004+0{,}00015]$$
$$=\frac{\Delta x}{1000}\cdot 0{,}0198.$$

Für $\Delta x=300$ m ist $\Delta z=$ rd. 0,006 m und daher die Stauhöhe im Abstande von 300 m oberhalb der gegebenen Profilstelle nur noch 0,034 m.

Wenn man in der allgemeinen Gleichung 28 der ungleichförmigen Bewegung das letzte Glied auf der rechten Seite nicht vernachlässigt, so ergibt sich statt der Gleichung 34 die folgende

$$\alpha=J\left(\frac{a}{a+z}\right)^4+\frac{v}{g}\cdot\frac{dv}{dx}.$$

Es ist aber für den gestauten Fluß

$$v=\frac{Q}{F}=\frac{3}{4}\,\frac{Q}{\sqrt{P(a+z)^3}}.$$

Aus den Bedingungen für den ungestauten Fluß ergibt sich aber

$$Q=Fv=\frac{4}{3}\sqrt{Pa^3}\,c\sqrt{\frac{2}{3}\,a\,J},$$

also

$$Q=a^2c\sqrt{\frac{32}{27}\,PJ}.$$

Mithin ist für den gestauten Fluß

$$v=\frac{a^2c\sqrt{\frac{2}{3}J}}{\sqrt{(a+z)^3}}$$

$$v^2 = \frac{\frac{2}{3} a^4 c^2 J}{(a+z)^3}$$

$$v\,dv = -\frac{a^4 c^2 J}{(a+z)^4}\,dz.$$

Hieraus erhält man

$$(40) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \alpha = J\left(\frac{a}{a+z}\right)^4 \cdot \left(1 - \frac{c^2}{g} \cdot \frac{dz}{dx}\right)$$

und weil anderseits nach Gleichung 35

$$\alpha = J - \frac{dz}{dx}$$

ist, so folgt nach einigen Umformungen

$$(41) \quad . \quad . \quad J\,dx = dz\left[1 + \left(1 - \frac{Jc^2}{g}\right)\frac{a^4}{(a+z)^4 - a^4}\right].$$

Diese Differentialgleichung unterscheidet sich von der Gleichung 36 nur durch den Faktor $\left(1 - \frac{Jc^2}{g}\right)$ vor dem letzten Gliede. Sie kann, wenn die Veränderlichkeit des Geschwindigkeitsbeiwerts c unberücksichtigt gelassen wird, ebenso wie die Gleichung 36 integriert werden. Der Fehler der durch Vernachlässigung des zweiten Gliedes der Gleichung 28 begangen wird, ist hiernach zu übersehen.

Bei sehr breiten Flüssen wird der Querschnitt besser durch ein Rechteck ersetzt, und Werkkanäle haben oft rechteckigen Querschnitt. Für diesen kann die Rechnung in ähnlicher Weise durchgeführt werden. Die Formeln sind nur etwas umständlicher. Deshalb ist die Verwendung der Ersatzparabel im allgemeinen vorzuziehen.

Für $J = \frac{g}{c^2}$ wird $\frac{dz}{dx} = J$ und die Staukurve (vergl. Abb. 28) eine wagerechte gerade Linie. Der ungestaute Wasserspiegel geht in diesem besonderen Falle nicht allmählich, sondern plötzlich in den Stauwasserspiegel über. An der Übergangsstelle entsteht der sogenannte Wassersprung. Da nach der Geschwindigkeitsformel $c^2 J = \frac{v^2}{R}$ ist, so ergibt sich, daß der Wassersprung eintritt, wenn

$$R = \frac{v^2}{g},$$

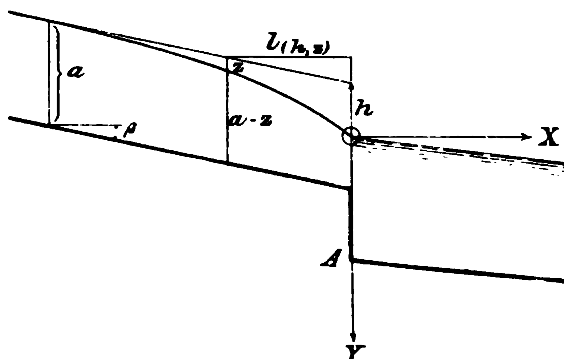
also der Profilradius gleich der doppelten Geschwindigkeitshöhe des Wassers ist.

Ähnliche Erhebungen des Wasserspiegels finden statt, wenn ein sehr starkes Gefälle plötzlich in ein schwächeres Gefälle über-

geht oder wenn bei unverändertem Gefälle plötzlich eine starke Querschnittsvergrößerung stattfindet.

32. Senkungskurven. Die ungleichförmige Bewegung mit wachsender Geschwindigkeit findet sich am ausgeprägtesten oberhalb solcher Stellen, wo die Sohle des Wasserlaufes nach Abb. 30 stufenartig abfällt. Die Geschwindigkeit und das Gefälle sind über der Senkungsstufe am größten und nehmen stromaufwärts ab, bis in einem entsprechend großen Abstande der Einfluß der Stufe nicht mehr bemerkbar ist, die Wasserbewegung also gleichförmig wird. Die Querschnittsfläche und das Spiegelgefälle würden, ein gleichmäßiges Bett und Sohlengefälle vorausgesetzt, ohne den Einfluß der Senkungsstufe auf der ganzen Strecke gleichmäßig sein, während in Wirklichkeit die Querschnittflächen bei der Annäherung an die Senkungsstufe immer kleiner werden und der Wasserspiegel immer tiefer unter jenen Stand der gleichförmigen Bewegung sinkt, welchen man als ungesenkten Wasserspiegel bezeichnen kann. Die Senkungskurven vorbeschriebener Art kommen beispielsweise dort vor, wo ein Fluß in das Meer oder in einen See mündet, ebenso oberhalb einer durch Baggerung oder Felssprengung vertieften und erweiterten Flußstrecke, ferner in Kanälen, an deren unterem Ende das Wasser über ein Wehr oder durch Ausflußöffnungen frei abfällt.

Abb. 30.



Die allgemeine Gleichung für diesen Fall der Bewegung ist in Formel 28 gegeben. Es ist dabei zu beachten, daß in diesem Falle die Geschwindigkeit stromabwärts ununterbrochen größer wird, daß also das Glied $\frac{v}{g}\,dv$ immer positiv ist. In regelmäßigen Strecken kann man wie bei den Staukurven der rechnerischen Behandlung die Ersatzparabel zugrunde legen. Dann ergibt sich die folgende Entwicklung, wobei J das Gefälle und a die Querschnittstiefe für die gleichförmige Bewegung oberhalb der Senkungskurve, z die Senkungstiefe im Abstand x von der Senkungsstufe bedeutet und die Koordinaten so gelegt sind, wie Abb. 30 zeigt.

Die Gleichung 28 kann geschrieben werden

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = \left(\frac{v}{c}\right)^2 \frac{p}{F} + \frac{1}{2g} \cdot \frac{d \cdot v^2}{dx} \text{ oder wegen } v = \frac{Q}{F}\cdot$$

$$(42) \quad \ldots \quad \alpha = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} - \frac{Q^2}{g \cdot F^3} \cdot \frac{dF}{dx}.$$

p wird wieder $= B$ gesetzt.

Für die Ersatzparabel ist bei der Füllhöhe $a - z$

$$F_z = \frac{4}{3}\sqrt{P(a-z)^3} \text{ und } B_z = 2\sqrt{P(a-z)},$$

ferner

$$\frac{dF}{dx} = \frac{dF}{dz} \cdot \frac{dz}{dx} = -2\sqrt{P(a-z)} \cdot \frac{dz}{dx}.$$

Daraus folgt

$$(43) \quad \ldots \quad \alpha = \frac{27}{32} \cdot \frac{Q^2}{P(a-z)^4}\left(\frac{1}{c^2} + \frac{1}{g} \cdot \frac{dz}{dx}\right).$$

Nun ist

$$z = h - Jx + y \text{ also } \frac{dz}{dx} = \alpha - J$$

und für $z = 0$ hat man

$$J = \frac{27}{32}\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{1}{Pa^4}.$$

Wird der Beiwert c in beiden Fällen gleich groß angenommen, so kann man in Gleichung 43

$$\frac{27}{32}\frac{Q^2}{P} = Jc^2a^4$$

setzen und erhält dann

$$\alpha = J\left(\frac{a}{a-z}\right)^4 \cdot \left\{1 + \frac{c^2}{g} \cdot \frac{dz}{dx}\right\}.$$

Anderseits ist

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = J + \frac{dz}{dx}.$$

Durch Gleichsetzen beider Ausdrücke für α erhalten wir

$$(44) \quad \ldots \quad -J\,dx = dz\left[1 - \left(1 - J\frac{c^2}{g}\right)\frac{a^4}{a^4 - (a-z)^4}\right].$$

Es wird aber nach einer ähnlichen Rechnung wie S. 125

$$\int dz \frac{a^4}{a^4 - (a-z)^4} = C - a\left\{\frac{1}{4}\ln\left(\frac{2a}{z} - 1\right) + \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\frac{a-z}{a}\right\}$$

und setzt man

$$(45) \quad \ldots \quad f\left(\frac{a-z}{a}\right) = \frac{1}{4}\ln\left(\frac{2a}{z} - 1\right) + \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\frac{a-z}{a},$$

nennt $l_{(h,z)}$ den Abstand desjenigen Punktes von der Senkungsstufe, in welchem die Senkungshöhe $= z$ ist, so erhält man

$$(46)\quad l_{(h,z)} = \frac{a}{J}\left[f\left(\frac{a-z}{a}\right) - f\left(\frac{a-h}{a}\right)\right]\left(1 - J\frac{c^2}{g}\right) - \frac{h-z}{J}.$$

Die beigegebene Tafel zur Berechnung der Senkungskurven erleichtert die Anwendung.

Tafel zur Berechnung der Senkungskurven.

$$f\left(\frac{a-z}{a}\right) = \frac{1}{4}\ln\left(\frac{2a}{z} - 1\right) + \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\frac{a-z}{a}.$$

$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$
1,0	∞	0,925	1,185	0,80	0,887	0,65	0,676
0,995	1,889	0,920	1,166	0,79	0,870	0,64	0,664
0,990	1,714	0,915	1,149	0,78	0,854	0,63	0,652
0,985	1,610	0,910	1,133	0,77	0,838	0,62	0,640
0,980	1,536	0,905	1,117	0,76	0,823	0,61	0,628
0,975	1,479	0,90	1,103	0,75	0,808	0,60	0,617
0,970	1,431	0,89	1,075	0,74	0,794	0,55	0,561
0,965	1,391	0,88	1,049	0,73	0,780	0,50	0,506
0,960	1,355	0,87	1,025	0,72	0,766	0,45	0,454
0,955	1,324	0,86	1,002	0,71	0,752	0,40	0,402
0,950	1,296	0,85	0,980	0,70	0,739	0,35	0,351
0,945	1,270	0,84	0,960	0,69	0,726	0,30	0,300
0,940	1,246	0,83	0,940	0,68	0,713	0,20	0,200
0,935	1,224	0,82	0,922	0,67	0,701	0,10	0,100
0,930	1,204	0,81	0,904	0,66	0,688	0	0

Beispiel. Es sei wiederum $F = 28$ qm, $B = 30$ m und $J = 0{,}0005$ für eine regelmäßige Flußstrecke gegeben. Von der Stelle A abwärts wird das Flußbett durch Ausbaggerung vertieft, wodurch bei A eine Senkung des Wasserspiegels um 0,40 m entsteht. In welchem Abstande aufwärts von A beträgt die Senkung nur noch 0,05 m?

Es ist $h = 0{,}40$ m, $z = 0{,}05$ m, $J = 0{,}0005$ und $a = \frac{3}{2}\frac{F}{B} = 1{,}40$ m. Die Tafel gibt

$$f\left(\frac{1{,}40 - 0{,}05}{1{,}40}\right) = f(0{,}964) = 1{,}384$$

$$f\left(\frac{1{,}40 - 0{,}40}{1{,}40}\right) = f(0{,}715) = 0{,}759$$

Unterschied 0,625.

Da R etwas kleiner als 1 m ist, werde als Mittelwert für den Geschwindigkeitsbeiwert $c = 38$ angenommen. Dann liefert die Formel 46

$$l = \frac{1{,}40}{0{,}0005}\cdot 0{,}625\left(1 - 0{,}0005\,\frac{38^2}{9{,}81}\right) - \frac{0{,}40 - 0{,}05}{0{,}0005}$$

$$= 1750 \cdot 0{,}927 - 700 = 920 \text{ m}.$$

Es kann vorkommen, daß sich die Senkungskurve über die ganze Länge des zu untersuchenden Wasserlaufes erstreckt und

eine gleichförmige Bewegung überhaupt nicht stattfindet. Dann sind J und a unbekannt. Man kann aber die Gleichung 43 anwenden und unter a eine beliebig angenommene Füllhöhe verstehen, von welcher aus die Senkungen z gemessen werden. Wenn β das Sohlengefälle bedeutet, so ist

$$\frac{dz}{dx} = \alpha - \beta$$

und dies in Gleichung 43 eingesetzt, gibt

$$dx = dz \frac{(a-z)^4 - \frac{27}{32} \cdot \frac{Q^2}{gP}}{\frac{27}{32} \frac{Q^2}{c^2 P} - \beta (a-z)^4}.$$

Die Integration ist in endlicher Form ausführbar. In dem besonderen Falle einer wagerechten Kanalstrecke ist $\beta = 0$ und dann ist

$$dx = dz \left[\frac{32}{27} P \left(\frac{c}{Q}\right)^2 (a-z)^4 - \frac{c^2}{g}\right]$$

$$x = C - \frac{32}{27} P \left(\frac{c}{Q}\right)^2 \frac{(a-z)^5}{5} - \frac{c^2}{g} z$$

(47) $$l_{(h,z)} = \frac{32}{27} P \left(\frac{c}{Q}\right)^2 \left\{\frac{(a-z)^5}{5} - \frac{(a-h)^5}{5}\right\} - \frac{c^2}{g} (h-z).$$

Abb. 31.

Beispiel. Ein wagerechter Kanal von 4 km Länge dient bei Hochwasser als Vorflutkanal und, es sei die Wassertiefe über Sohle am unteren Ende = 1,50 m, am oberen = 2,70 m, das Wasserspiegelgefälle also = 1,20 m. Die Sohlbreite sei = 16 m, die Böschungen 1 : 3.

Die Querschnittsberechnung gibt für die obere Wassertiefe von 2,70 m die Wasserspiegelbreite $B = 16 + 2 \cdot 3 \cdot 2{,}70 = 32{,}2$ m und die Profilfläche

$$F = \frac{16 + 32{,}2}{2} \, 2{,}70 = 65{,}1 \text{ qm}.$$

Für die Ersatzparabel erhält man

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{B} = 3{,}04 \text{ m und}$$

$$P = \frac{B^3}{6F} = 85{,}5 \text{ m}.$$

Die Füllhöhen der Ersatzparabel sind um $3{,}04 - 2{,}70 = 0{,}34$ m größer als die Wassertiefen über der Kanalsohle. Setzt man also $a = 3{,}04$ m, so ist

am Anfangspunkte des Kanals $z = 0$ und am Endpunkte $h = 1{,}20$ m. Der Geschwindigkeitsbeiwert c werde $= 42$ gesetzt. Dann lautet die Gleichung 47

$$4000 = \frac{32}{27} \cdot 85{,}5 \cdot \left(\frac{42}{Q}\right)^2 \cdot \frac{3{,}04^5 - 1{,}84^5}{5} - \frac{42^2}{9{,}81} \cdot 1{,}20.$$

Hieraus läßt sich die durchfließende Wassermenge Q berechnen, und man erhält

$$Q = 45 \text{ cbm}.$$

Nunmehr läßt sich die Gleichung 47 anwenden, um für ein beliebiges z den Abstand $l_{(h,z)}$ vom unteren Endpunkte des Kanals zu finden. Man erhält z. B. für $z = 0{,}50$ m, also für denjenigen Punkt, an welchem der Wasserspiegel um 0,50 m tiefer als am Anfangspunkte und um 0,70 m höher als am Endpunkte des Kanals steht,

$$l_{(h,z)} = \frac{32}{27} \cdot 85{,}5 \cdot \left(\frac{42}{45{,}0}\right)^2 \cdot \frac{2{,}54^5 - 1{,}84^5}{5} - \frac{42^2}{9{,}81}(1{,}20 - 0{,}50) = 1368 \text{ m}.$$

33. Stauhöhe bei Einbauten. Jede Verengung des Durchflußquerschnitts verursacht eine Wasseranstauung. Während man bei der Anlage eines Wehres die Schaffung eines Staues bezweckt, ist der Stau bei anderen Bauausführungen, z. B. bei dem Einbau von Brückenpfeilern, eine unvermeidliche Nebenwirkung. Die Kenntnis der Stauhöhe ist gleichwohl von Wichtigkeit, da geprüft werden muß, ob die Rechte der Besitzer und Nutznießer der Ufer oberhalb des Bauwerks durch den Stau verletzt werden, und ferner zu beachten ist, daß die Abflußgeschwindigkeit unterhalb der Brücke nicht stärker anwächst, als es mit der Widerstandsfähigkeit der Sohle zu vereinen ist.

Brückenpfeiler als Einbauten üben die größte Stauwirkung bei Hochwasser aus, weil der Durchflußquerschnitt umsomehr verengt wird, je höher das Wasser steigt. Die Stauwirkung braucht deshalb nur für das Hochwasser untersucht zu werden. Der Fall liegt hierbei ähnlich wie bei der in Artikel 30 behandelten ungleichförmigen Bewegung. Es sei v die mittlere Geschwindigkeit oberhalb der Brücke und v_1 diejenige in der Brückenöffnung, dann beträgt die Stauhöhe

(48) . . . . $$h = \frac{v_1^2 - v^2}{2g}.$$

In dem ungestauten Strom sei der Querschnitt $= F$, die Wasserspiegelbreite oberhalb der Brücke $= B$ und die Wassermenge $= Q$. Ferner sei b die Breite und a die mittlere Tiefe der Brückenöffnung. Durch den Einbau wird der Querschnitt oberhalb der Brücke um Bh vergrößert. Es ist also

$$v = \frac{Q}{F + Bh}.$$

Für die Berechnung von v_1 ist zu berücksichtigen, daß das Wasser infolge der seitlichen Einschnürung die Öffnungen zwischen den Pfeilern nicht völlig ausfüllt.

Daher ist

$$v_1 = \frac{Q}{\mu b a},$$

worin μ den Einschnürungsbeiwert bedeutet. Im allgemeinen liegt μ zwischen 0,80 und 0,95. Bei Zwischenpfeilern mit zugeschärften Vorköpfen kann $\mu = 0,90$ bis 0,95 gesetzt werden, und wenn die Lichtweite im Verhältnis zur Pfeilerdicke sehr groß ist, wird μ nahezu = 1. Die Gleichung für h lautet

$$(49) \quad . \quad . \quad . \quad h = \frac{1}{2g}\left[\left\{\frac{Q}{\mu b a}\right\}^2 - \left(\frac{Q}{F + Bh}\right)^2\right]$$

und wird am einfachsten dadurch gelöst, daß der Näherungswert

$$(50) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad h_1 = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{Q}{\mu b a}\right)^2 - \left(\frac{Q}{F}\right)^2\right]$$

in die Klammer auf der rechten Seite der Gleichung 49 für h eingesetzt wird. Bei der Unsicherheit der Wahl des Beiwerts μ und in Anbetracht, daß die Rechnung den tatsächlichen Vorgängen doch nur näherungsweise entspricht, wird hierdurch eine allen praktischen Zwecken genügende Genauigkeit erzielt.

Wenn die zulässige Stauhöhe h gegeben ist, so findet man zunächst die Geschwindigkeit v_1, nämlich

$$(51) \quad . \quad . \quad v_1 = \sqrt{2gh + v^2} = \sqrt{2gh + \left(\frac{Q}{F + Bh}\right)^2}$$

und dann die Lichtweite

$$(52) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad b = \frac{Q}{\mu a v_1}.$$

Soll die Lichtweite so bestimmt werden, daß eine gegebene Geschwindigkeit v_1 nicht überschritten wird, so ist zunächst h zu berechnen, nämlich

$$h = \frac{v_1^2 - \left(\frac{Q}{F}\right)^2}{2g}, \text{ genauer } = \frac{v_1^2 - \left(\frac{Q}{F + Bh}\right)^2}{2g}$$

und es ist sodann die vorige Formel anzuwenden.

Beispiel. Eine durch lotrechte Ufermauern begrenzte Flußstrecke soll überbrückt werden. Es ist für Hochwasser gegeben $Q = 600$ cbm, $B = 70$ m und $F = 280$ qm. Die mittlere Geschwindigkeit darf nicht mehr als $v_1 = 3,20$ m betragen und μ ist = 90 zu schätzen. Wie groß muß b sein?

Näherungsweise ist

$$h = \frac{3,20^2 - \left(\frac{600}{280}\right)^2}{19,62} = 0,288 \text{ m},$$

$$\text{genauer } h = \frac{3,20^2 - \left(\frac{600}{280 + 70 \cdot 0,288}\right)^2}{19,62} = 0,318 \text{ m}.$$

Ferner ist die mittlere Tiefe

$$a = \frac{280}{70} = 4{,}00 \text{ m},$$

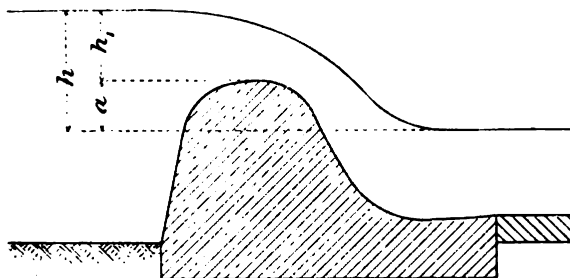
daher

$$b = \frac{600}{0{,}90\,(4{,}00 + 0{,}318) \cdot 3{,}20} = 48{,}2 \text{ m}.$$

Natürlich muß aber b größer gemacht werden, wenn der bedeutende Stau von 0,32 m nachteilig sein würde.

Wenn der Durchflußquerschnitt sich aus verschiedenartigen Teilen, insbesondere solchen von ungleicher Wassertiefe zusammensetzt, kann man die obigen einfachen Formeln nicht mehr anwenden. Es ist in diesem Fall auch nicht zweckmäßig eine zusammengesetzte Formel zu benutzen, weil dabei durch Irrtümer oder unrichtige Anwendung große Fehler entstehen könnten. Am einfachsten kommt man zum Ziel, wenn die Stauhöhe h eingeschätzt und dann die Wassermenge für die einzelnen Querschnittsteile besonders berechnet wird; je nachdem die ganze Wassermenge Q zu klein oder zu groß ausfällt, ist h größer oder kleiner zu

Abb. 32.



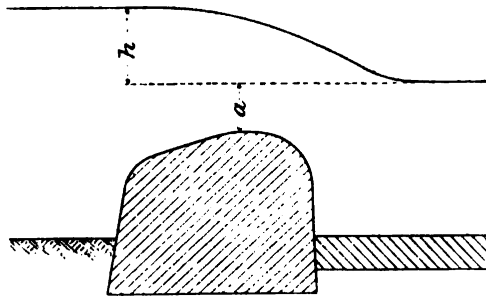
machen. Wenn man die gegebenen einfachen Grundlagen mit der nötigen Aufmerksamkeit und Umsicht anwendet, wird man jede Aufgabe sicherer und besser lösen als wenn man sich bemüht, ganz allgemeine Formeln anzuwenden, namentlich solche, deren Ableitung unbekannt ist.

Die Stauhöhe bei Wehren ist nach den in Artikel 27 gegebenen Formeln zu berechnen. Bei den Schützenwehren, deren Öffnungen verschließbar sind, kommt es hauptsächlich darauf an, daß das Wasser nach Freimachung sämtlicher Öffnungen ohne Überschreitung der zulässigen Stauhöhe abfließen kann. Die Einbauten sind also vorzugsweise mit Rücksicht auf das Hochwasser derartig anzuordnen, daß sie dessen Durchflußquerschnitt wenig verengen. Bei mittleren und niedrigen Wasserständen läßt sich

die Stauhöhe durch entsprechende Handhabung der Verschlußvorrichtungen willkürlich verändern.

Feste Wehren erfordern dagegen eine nach der Niedrigwassermenge zu bemessende Höhenlage der Wehrkrone, weil meistens zur Ausnutzung der durch das Gefälle gegebenen Wasserkraft eine bestimmte Stauhöhe h des Oberwassers über dem Unterwasser eingehalten werden soll. Die Tiefe h_1 der Wehrkrone unter dieser niedrigsten Stauhöhe ist aus Formel 7 unter Einsetzung der Niedrigwassermenge für Q zu berechnen. Alsdann ist die Höhe der Krone über dem ungestauten Wasserspiegel

Abb. 33.



$$a = h - h_1.$$

Unter Vernachlässigung der Geschwindigkeitshöhe k des ankommenden Wassers, welche bei Überfallwehren für das Niedrigwasser oft sehr klein ist, erhält man

$$(53) \quad . \quad . \quad h_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{{}^2/_3\,\mu\, b \sqrt{2g}}\right)^2} = 0{,}485 \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{\mu\, b}\right)^2}.$$

Wenn $0{,}485 \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{\mu\, b}\right)^2} > h$ ist, so ist die Wehrkrone tiefer als der ungestaute Wasserspiegel zu legen, das Wehr wird ein Grundwehr, und für die Berechnung ist die Formel 8 anzuwenden.

34. Hochwasserwellen. Die Geschwindigkeit, mit der eine Anschwellung im Flusse fortschreitet, läßt sich in folgender Weise rechnerisch untersuchen. Es sei die Wassermenge Q im Zunehmen, der Wasserstand im Steigen begriffen. Dann ändern sich beide in doppelter Weise, nämlich sowohl von Querschnitt zu Querschnitt als auch in jedem einzelnen Querschnitt mit der Zeit. In einem gegebenen Augenblicke ist auf dem vorderen Abhange der Welle Q im Querschnitte I größer als an dem um die Strecke $\varDelta s$ abwärts gelegenen Querschnitte II und nach $\varDelta t$ Sekunden ist die Wassermenge in I von Q_1 auf $Q_1 + \varDelta Q_1$, in II von Q_2 auf $Q_2 + \varDelta Q_2$ gewachsen, ferner sind die Wasserstände um $\varDelta z_1$ und $\varDelta z_2$ gestiegen. Alle diese Zuwachse sind im allgemeinen verschieden groß (Abb. 34).

Durch den Querschnitt I fließt in der Zeit Δt die Wassermasse

$$\left(Q_1 + \frac{\Delta Q_1}{2}\right)\Delta t$$

und durch den Querschnitt II

$$\left(Q_2 + \frac{\Delta Q_2}{2}\right)\Delta t.$$

Der Unterschied beider Größen wird in der Strecke $I\,II$ aufgespeichert und kommt in der Hebung des Wasserspiegels zum Ausdruck. Es gilt daher die Raumgleichung

$$\frac{B_1 + B_2}{2} \cdot \frac{\Delta z_1 + \Delta z_2}{2} \cdot \Delta s = (Q_1 - Q_2)\,\Delta t + \frac{\Delta Q_1 - \Delta Q_2}{2}\,\Delta t,$$

in welcher B_1 und B_2 die Wasserspiegelbreiten in I und II bedeuten.

Wir wollen nun die Geschwindigkeit, mit welcher der Fuß der Welle vorrückt, untersuchen und legen den ersten Querschnitt nach A (Abb. 34), d. i. an ihren Fußpunkt am Anfange, und den

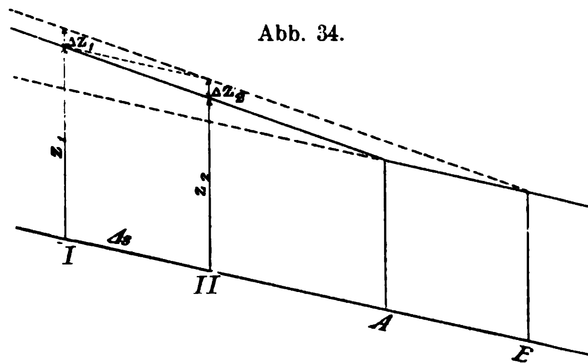


Abb. 34.

zweiten Querschnitt nach E, d. i. an den Fußpunkt, welchen sie am Schlusse des Zeitabschnittes Δt erreicht hat. Dann ist $Q_1 = Q_2$ und $\Delta z_2 = 0$, auch $\Delta Q_2 = 0$.

Die Raumgleichung lautet daher

$$\frac{B_1 + B_2}{2} \cdot \frac{\Delta z_1}{2} \cdot \Delta s = \frac{\Delta Q_1}{2}\,\Delta t \text{ oder}$$

$$\frac{\Delta s}{\Delta t} = \frac{\Delta Q_1}{\frac{B_1 + B_2}{2}\,\Delta z_1}.$$

$\frac{\Delta s}{\Delta t}$ ist die Geschwindigkeit, mit der der Fußpunkt der Anschwellung fortschreitet. Setzt man die Fortschreitungsgeschwindigkeit $= U$ und geht von den Differenzen zu den Differentialen über, wobei $B_1 = B_2 = B$ zu setzen ist, so erhält man

(54) . . . . $U = \frac{ds}{dt} = \frac{dQ}{B\,dz}$ oder $U = \frac{dQ}{dF}$,

weil $B\,dz = dF$ ist.

Den nämlichen Ausdruck 54 erhält man unter gewissen Voraussetzungen auch für die Geschwindigkeit U, mit der die Querschnittstellen vorschreiten, durch die nacheinander die bestimmte Wassermenge Q_1 abfließt. Der Abstand $\varDelta s$ der Querschnitte I und II wird zu dem Zwecke gleich $U \cdot \varDelta t$ gemacht, d. i. gleich der Strecke, um welche der Fußpunkt der Anschwellung in $\varDelta t$ Sekunden vorrückt. Nach der Annahme besteht die Beziehung

$$Q_1 = Q_2 + \varDelta Q_2.$$

Wird dies in der Raumgleichung eingeführt, so ergibt sich

$$\varDelta s \frac{B_1 + B_2}{2} \cdot \frac{\varDelta z_1 + \varDelta z_2}{2} = \frac{\varDelta Q_1 + \varDelta Q_2}{2} \cdot \varDelta t$$

oder

$$\frac{\varDelta s}{\varDelta t} = U = \frac{\varDelta Q_1 + \varDelta Q_2}{\frac{B_1 + B_2}{2}(\varDelta z_1 + \varDelta z_2)}.$$

Sind nun die Zuwachse $\varDelta z_1$ und $\varDelta z_2$ der Wasserstände gleich groß erfolgt, also das Steigen des Wassers an allen Stellen gleich schnell, so kann man auch den Zuwachs $\varDelta Q$, den die Wassermenge in den einzelnen Querschnitten erfährt, überall in der Zeit $\varDelta t$ nahezu gleich groß annehmen. Alsdann ergibt sich die Formel 54, d. h. die Punkte gleicher Wassermenge rücken in dem gedachten Falle mit einer durch Formel 54 ausgedrückten Geschwindigkeit vor.

Wegen $Q = Fv$ hat man

$$dQ = F \cdot dv + v\,dF.$$

Die Gleichung 54 kann daher auch geschrieben werden

(55) . . . . . . $U = v + F\frac{dv}{dF}$.

Beispiel. In einer Flußstrecke sei im Beharrungszustande vor dem Beginn einer Anschwellung $F = 125$ qm, $B = 50$ m und $v = 1{,}05$ m, welche Geschwindigkeit einem Gefälle $J = 0{,}0002$ und dem Geschwindigkeitsbeiwert $c = 47$ entspricht. Während der Anschwellung möge in jeder Stunde der Wasserstand um 0,090 m steigen und die Geschwindigkeit um 0,024 m zunehmen. Dann ist für einen Zeitabschnitt $\varDelta t = 300$ Sekunden oder $^1/_{12}$ Stunde

$$\varDelta z = \frac{0{,}09}{12} = 0{,}0075 \text{ m und}$$

$$\varDelta v = \frac{0{,}024}{12} = 0{,}0020 \text{ m, ferner}$$

$$\varDelta F = 50 \cdot 0{,}0075 = 0{,}375 \text{ qm}.$$

Daher ist nach Formel 55

$$U = 1{,}05 + 125\frac{0{,}0020}{0{,}375} = 1{,}72 \text{ m}.$$

Der Zuwachs Δz verteilt sich auf die Strecke

$$\Delta s = U \Delta t = 1{,}72 \cdot 300 = 516 \text{ m},$$

und es ist

$$\Delta J = \frac{\Delta z}{\Delta s} = \frac{0{,}0075}{516} = 0{,}000015,$$

also das neue Gefälle

$$a = J + \Delta J = 0{,}000215.$$

Die Fortschreitungsgeschwindigkeit U ist nach Formel 55 bei gegebenem Ansteigen Δz des Wasserspiegels um so größer, je größer Δv ist. Bei den gewöhnlichen Anschwellungen der Flüsse sind die Zunahmen Δz und Δv so klein, daß die Geschwindigkeit des Wassers angenähert nach den Gesetzen der gleichförmigen Bewegung beurteilt werden kann, wobei das in der betrachteten Zeit herrschende Wasserspiegelgefälle zugrunde zu legen ist. Nun ist das Gefälle des vorderen Abhanges der Hochwasserwelle ungefähr um $\Delta J = \frac{\Delta z}{U \Delta t}$ größer als im Beharrungszustande, und es findet am Fuße der Anschwellung ein Gefällzuwachs in obiger Größe statt. Im weiteren Verlaufe bleibt jenes stärkere Gefälle so lange, als der Wasserstand gleichmäßig ansteigt, nahezu unverändert. Nimmt man ferner die Geschwindigkeitsformel $v = c\sqrt{RJ}$ als geltend an, so wird

$$v = c\sqrt{R(J + \Delta J)}$$

und wenn c und $J + \Delta J$ als unveränderlich angesehen werden, so erhält man durch Differentiation

$$dv = c\sqrt{J + \Delta J} \cdot \frac{dR}{2\sqrt{R}} = c\sqrt{R(J + \Delta J)} \cdot \frac{dR}{2R}$$

oder

$$dv = v\frac{dR}{2R}.$$

Ferner ist unter Annahme eines parabolischen Querschnitts annähernd

$$dR = \frac{2}{3}\,dz \text{ und}$$

$$dF = B\,dz = \frac{F}{R}\,dz.$$

Dies in Formel 55 eingesetzt, gibt

(56) . . . . $U = v + \frac{v}{3} = \frac{4}{3}\,v,$

wobei

(57) . . . $v = c\sqrt{R(J + \Delta J)}$ und $\Delta J = \frac{\Delta z}{U \cdot \Delta t}.$

Wir erhalten also den Satz:

Die Anschwellungen in den Flüssen schreiten mit einer Geschwindigkeit fort, welche um $^1/_3$ größer als die Geschwindigkeit des fließenden Wassers ist.

Beispiel. Es sei wie in dem vorigen Beispiel $F = 125$ qm, $B = 50$ m, $J = 0{,}0002$ und das stündliche Wachsen des Wasserspiegels $= 0{,}090$ m, ferner $c = 47$. Wie groß ist die Fortschreitungsgeschwindigkeit U und das Gefälle der Anschwellung?

Lösung. Indem zunächst $\Delta J = 0$ gesetzt wird, so erhält man als Näherungswert

$$v = 47\sqrt{\frac{125}{50}\,0{,}0002} = 1{,}05 \text{ m},$$

$$U = \frac{4}{3}\,1{,}05 = 1{,}40 \text{ m},$$

$$\Delta J = \frac{\Delta z}{U \cdot \Delta t} = \frac{0{,}090}{1{,}40 \cdot 3600} = 0{,}000018.$$

Sodann genauer nach Formel 57

$$v = 47\sqrt{\frac{125}{50}(0{,}000218)} = 1{,}095 \text{ m},$$

$$U = \frac{4}{3} \cdot 1{,}095 = 1{,}46 \text{ m und}$$

$$\Delta J = \frac{0{,}090}{1{,}46 \cdot 3600} = 0.000017.$$

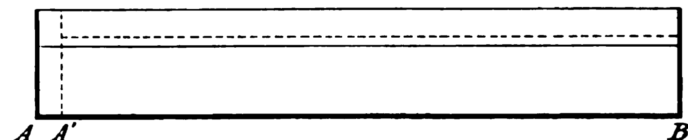
Das rechnerisch erhaltene Gesetz trifft in der Wirklichkeit bisweilen, keineswegs aber in allen Fällen oder auch nur in der Regel zu. Diese Tatsache erklärt sich schon aus dem Umstande, daß der parabolische Querschnitt nicht die Regel bildet. Er ist dort gar nicht vorhanden, wo der Fluß sich infolge der Anschwellung über die Ufer des Mittelwasserbettes hinaus ausbreitet. Es ist ferner der Einfluß der Nebenflüsse zu berücksichtigen. Diese werden die Anschwellung verstärken, wenn sie ebenso wie der Hauptfluß eine vermehrte Wasserzuführung zeigen. Tun sie das nicht, so vermag ihr Mündungsgebiet im Gegenteil oft einen nicht unbedeutenden Teil der Anschwellung des Hauptstromes aufzunehmen. Die verschiedenen Voraussetzungen der Rechnung treffen daher keineswegs immer zu, und der Verlauf der Anschwellung wird bei dem Fehlen der Voraussetzungen durch die einfachen Linien der Abb. 34 nicht wiedergegeben.

Für das zunächst befremdlich erscheinende Voraneilen der Anschwellungen, d. h. für die Tatsache, daß unter Umständen an einer stromabwärts gelegenen Stelle die Wassermenge größer wird und der Wasserstand steigt, bevor noch die von oberhalb kommenden stärkeren Zuflüsse daselbst ankommen, lassen sich dagegen manche ähnliche Erscheinungen, die auf verwandten Gebieten beobachtet werden, anführen. In einer geschlossenen langen Rohr-

leitung wird der Ausfluß am unteren Ende sofort stärker, wenn die Wasserhöhe am oberen Ende vergrößert wird, weil sich der verstärkte Druck durch das ganze in der Rohrleitung enthaltene Wasser fortpflanzt. Wenn ferner in einer offenen Rinne, die an den Enden geschlossen ist (Abb. 35), das Wasser durch Vorschieben eines beweglichen Kolbens von A bis A' langsam, ohne daß eine fortschreitende Welle erregt würde, zurückgedrängt wird, so pflanzt sich der Druck bis nach B zwar nicht augenblicklich, aber doch ziemlich schnell fort und bewirkt überall ein Ansteigen des Wassers, ohne daß die einzelnen Wasserteilchen die ganze Strecke von A bis nach B hin durchfließen. Dasselbe würde auch der Fall sein, wenn der Raum $A\,A'$ höher als der Rest der Rinne mit Wasser angefüllt wäre und dann ein bei A' vorhandener Schieber entfernt würde. Ähnlich ist der Vorgang in Bächen und Flüssen, wenn die Wassermenge an einer Stelle ansteigt.

Innerhalb der einzelnen Querschnitte ist die Geschwindigkeit im Stromstrich am größten. Dementsprechend pflanzen sich die Anschwellungen in dem tieferen mittleren Teil des Flußbettes schneller fort als an den Ufern und in den Krümmungen am einbuchtenden Ufer schneller als an dem ausbuchtenden Ufer. Deshalb steht das Wasser bei anschwellenden Flüssen im Stromstriche höher als an den Ufern, während eine solche muldenförmige Form der Oberfläche in dem Beharrungszustande bei geraden Stromstrecken nicht vorkommt. Die erwähnte Überhöhung ist bisweilen augenfällig.

Abb. 35.



Die Formeln 54 bis 57 gelten auch für die hintere Abdachung der Anschwellung, also für fallendes Wasser. Hierbei ist jedoch $\frac{dz}{dt}$ negativ und folglich auch $\varDelta J$ negativ. Dem kleineren Wasserspiegelgefälle entspricht eine kleinere Geschwindigkeit v und vermöge 56 ein kleineres U, so daß die Anschwellungen langsamer verlaufen, als sie entstehen. Die Erfahrung bestätigt dieses theoretische Ergebnis.

Es ist bereits darauf hingewiesen, daß die gegebene Ableitung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit nicht mehr gilt, wenn der Fluß ausufert und das Wasser sich seitwärts ausbreitet. Für dieselbe

Flußstrecke ist deshalb die Geschwindigkeit, mit der die einzelnen Hochwasseranschwellungen vorschreiten, je nach der Höhe der Anschwellung sehr verschieden. Auf der Elbstrecke von Torgau bis Wittenberg schreiten die innerhalb des Mittelwasserbettes verlaufenden Anschwellungen mit einer mittleren Stundengeschwindigkeit von 2,7 km vor, während die ausufernden Hochwasserwellen nur eine mittlere Geschwindigkeit von 1,9 km erreichen. Sehr hohe Wellen schreiten dann wieder mit größerer Geschwindigkeit vor, weil die Flußbreiten zwischen den Deichen oder den Hochufern nicht mehr zunehmen, wenn die Vorländereien bereits hoch überschwemmt sind. Die hohen Anschwellungen werden oft auch dadurch beschleunigt, daß die Hochwasser nicht mehr dem mehr oder weniger gekrümmten Lauf des Mittelwasserbettes zu folgen brauchen. Von Torgau bis Wittenberg erreichen die hohen Anschwellungen eine Fortschrittsgeschwindigkeit von 3,6 km.

Auf der Elbstrecke Barby – Wittenberge ist die Fortschrittsgeschwindigkeit ebenso 3 km, 1,9 km und 2,1 km, je nachdem die Anschwellung im Mittelwasserbett verläuft, die Ufer wenig überschreitet oder sehr hoch ist.

Die Verzögerung, die jede Ausbreitung der Anschwellung mit sich bringt, geht auch daraus hervor, daß die Mittelwerte für die Fortschrittsgeschwindigkeit dort am größten sind, wo das Flußbett in das Gebirge eingeschnitten ist. Für die Elbe wurden als Mittelwerte der stündlichen Fortschrittsgeschwindigkeit gefunden:

Auf der Strecke

Melnik—Tetschen . . .	7,9 km[1])
Leitmeritz—Dresden . .	8,3 „
Dresden—Strehla . . .	5,8 „
Torgau—Wittenberg . .	2,3 „
Barby—Havelort . . .	2,2 „
Wittenberge—Hitzacker.	1,1 „
Hitzacker—Hoopte . .	1,4 „

Hiermit hängt es zusammen, daß die Eindeichungen nicht selten den Hochwasserabfluß stark beschleunigen.

---

[1]) s. Der Elbstrom, sein Stromgebiet und seine wichtigsten Nebenflüsse. Berlin 1898. Band I, S. 288.

Fünfter Abschnitt.

Hydrometrische Arbeiten.

35. Stromkarten. Unter den für die Vornahme von Flußregelungen erforderlichen Vorarbeiten ist die Beschaffung einer Stromkarte besonders wichtig, indem nur mit einer solchen die Ursachen der Verwilderung und die Mittel zu ihrer Beseitigung sich sicher beurteilen lassen. Die Karte muß, wenn sie auch nur für einen örtlichen Zweck, etwa die Verbesserung oder die Überbrückung einer einzelnen Stelle dienen soll, sich doch so weit stromaufwärts und stromabwärts ausdehnen, daß die Umstände, welche die Richtung des Stromes bedingen, sich klar und deutlich ergeben. Die Karte darf aber auch nicht zu groß werden, weil sie dann unübersichtlich und für den praktischen Gebrauch unbequem sein würde. Es empfiehlt sich, jedesmal nach dem Zwecke der Verwendung den Maßstab der Karte zu wählen. Als Übersichtskarten werden häufig die Meßtischblätter der Landesaufnahme (1 : 25 000) gebraucht. Für die Streckenkarten ist bei großen Strömen der Maßstab 1 : 10 000, für kleinere Wasserläufe 1 : 5000 oder 1 : 2500 zweckmäßig. Was auf der Karte dargestellt werden soll, ist nach den besonderen Bedürfnissen zu erwägen. Der wichtigste Gegenstand ist der Strom selbst. Seine Uferlinien ändern sich aber mit dem Wasserstande; das auf der Karte dargestellte Bild muß daher auf einen bestimmten kenntlich gemachten Wasserstand bezogen werden. Man wählt dazu einen niedrigen Wasserstand, der lange genug anzuhalten pflegt, um alle davon abhängigen Messungen vorzunehmen. Ändert sich die Höhe des Wasserspiegels während der Aufnahme, so kann man zwar die Arbeiten noch fortsetzen, muß aber doch die Uferlinien und Wassertiefen auf den einmal zugrunde gelegten Wasserstand übertragen. Dieser muß durch Angabe der Wasserhöhe an dem benachbarten Pegel auf der Karte selbst genau bezeichnet werden. Um die Änderungen des Wasserstandes während der Aufnahme verfolgen zu können, werden an den Ufern leichte Hilfspegel aufgestellt und mit dem Hauptpegel verglichen. Bei geringen Wasser-

standsänderungen pflegen die Unterschiede der Pegelstände für mäßige Entfernungen ziemlich gleichmäßig auszufallen. Wenn dagegen das Wasser um 1 m oder mehr steigt oder fällt, so stellen sich häufig schon veränderte Gefälle ein, und es läßt sich nicht mehr ohne weiteres angeben, um wieviel das Wasser an den Messungstellen gestiegen oder gefallen ist, wenn der Stand am Hauptpegel sich um ein bestimmtes Maß geändert hat.

Die Karte soll ferner diejenigen Veränderungen der Uferlinien erkennen lassen, welche bei bestimmten Hebungen oder Senkungen des Wasserstandes eintreten. Dazu sind Peilungen unter und Höhenmessungen über Wasser erforderlich; wenn diese vollständig ausgeführt sind, lassen sich Tiefenlinien und Höhenkurven zeichnen, aus denen die bei fallendem Wasser als Inseln zutage tretenden Untiefen und die bei Anschwellungen der Überschwemmung ausgesetzten Flächen ermittelt werden können. Diese Arbeit ist indessen kostspielig und mühsam, man begnügt sich daher gewöhnlich damit, die Ausdehnung und Lage der Sandbänke und die Lage der tiefsten Stromrinne durch Querschnitte, welche in angemessenen Entfernungen aufgenommen werden, zu bestimmen. Die Wassertiefen auf den Bänken und in dem Stromstrich sind, selbstverständlich auf den gewählten Wasserstand bezogen, mit Zahlen in die Karte einzuschreiben, die Richtung des Stromstrichs wird durch eine punktierte Linie angegeben. Eine gewisse Übersicht gewährt die Eintragung einiger Querschnitte nach dem Beispiele der Abb. 36; die Schnittebene ist dabei um die Wasserspiegellinie in die Ebene des Papiers zurückgeschlagen gedacht, und die Tiefen werden nach einem größeren Maßstabe aufgetragen als die Längen.

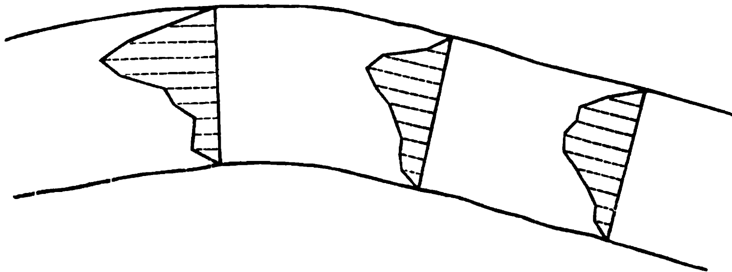
Bei den vielfachen Veränderungen, denen der ungeregelte Fluß unterworfen ist, verliert die angefertigte Karte bald ihre Brauchbarkeit. Man sollte daher erst dann zu einer Aufnahme schreiten, wenn die beabsichtigte Flußregelung ausgeführt werden soll. Soll diese jahrzehntelang streckenweise weitergeführt werden, so empfiehlt es sich, auch mit der Aufnahme der Karte den Regelungsarbeiten nur streckenweise voranzugehen.

Zu den Stromkarten gehört auch ein Längenschnitt, der eine genaue Ermittlung des Wasserspiegelgefälles erfordert. Zur richtigen Beurteilung der Stromverhältnisse ist dieser oft wichtiger als alles, was sich auf dem Lageplan darstellen läßt. Wenn also, wie es häufig vorkommt, die Absicht nur dahin gerichtet ist, die größten Verwilderungen eines Flusses zu beseitigen, so kann man ohne wesentlichen Nachteil den Lageplan auf die auszubauenden Strecken und deren nächste Umgebungen beschränken. Das zur Bestimmung

der Gefälle auszuführende Nivellement muß aber über den ganzen Flußlauf, oder doch wenigstens über eine längere Strecke im Zusammenhange ausgedehnt werden, denn die beabsichtigte Änderung im Flußbette pflegt eine Änderung des Gefälles zur Folge zu haben, und man muß sich vorher überzeugen, wie eine solche auf die obere und untere Strecke des Flusses einwirken wird. Auf jeden Fall muß das Nivellement so weit aufwärts fortgesetzt werden, als eine Änderung im Wasserspiegel durch die beabsichtigten Bauausführungen herbeigeführt werden kann.

Das Nivellement ist an zahlreiche Festpunkte anzuschließen, insbesondere an solche, die mit dem Strome in Beziehung stehen, als Pegel. Fachbäume u. dergl., damit man es später für einzelne Strecken leicht wiederholen und dadurch die eingetretenen Ver-

Abb. 36.



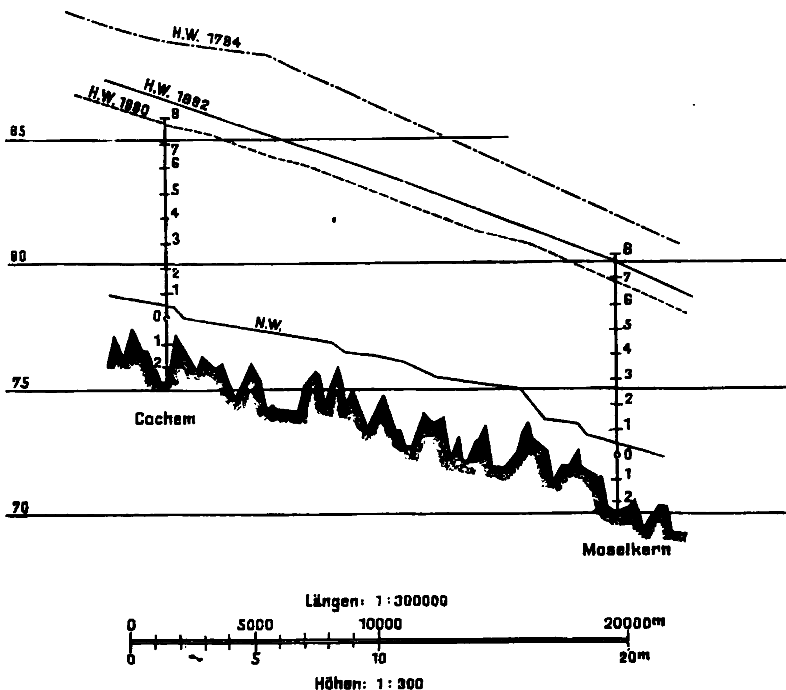
änderungen feststellen kann. Die Höhenmarken dürfen zufälligen Beschädigungen beim Eisgange nicht ausgesetzt sein. Sehr zweckmäßig ist die Anwendung von Doppelmarken, deren unveränderter Höhenunterschied eine Gewähr dafür bietet, daß die Festpunkte selber unverändert geblieben sind.

Der niedrige Wasserstand, dessen Verlauf man in den Höhenplan einträgt, muß im Beharrungszustande und tunlichst an allen Stellen gleichzeitig festgestellt werden. Die Festpunkte werden schon vorher gesetzt und in deren Nähe am Rande des Flusses Beobachtungspfähle aufgestellt. Dann wartet man die passende Zeit für die Beobachtung ab und läßt durch zuverlässige Leute, welche streckenweise stromabwärts gehen, die Tiefen des Wasserspiegels unter den wagerecht abgeschnittenen Pfahlköpfen einmessen, während gleichzeitig an sämtlichen Hauptpegeln die Wasserstände von Stunde zu Stunde abgelesen werden. In gleicher Weise läßt sich die Wasserspiegellinie auch bei mittleren und hohen Wasserständen ermitteln, jedoch werden die Schwierigkeiten um so größer, je kürzer der Beharrungszustand des Wassers ist. Kommt es nur

darauf an, die größten, bei einer Anschwellung vorkommenden Wasserstände zu kennen, so läßt sich der Zweck dadurch erreichen, daß man die erwähnten Wasserpfähle mit einem recht fetten Ton bestreicht, der durch das steigende Wasser erweicht und abgewaschen wird. Der höchste Wasserstand läßt sich auf diese Weise so genau feststellen, daß man kaum um 1 bis 2 cm im Zweifel bleiben wird; zu größerer Sicherung der Ergebnisse kann man an Doppelmarken beobachten.

Die beifolgende Abbildung zeigt in verzerrtem Maßstabe die Flußsohle, das Niedrigwasser und einige Hochwasserstände der

Abb. 37.



Mosel auf der Strecke von Cochem bis Moselkern. Sie läßt erkennen, daß, u. a. infolge der besonderen Gestaltung der Querschnitte, das Gefälle bei N.W. oft von dem Gefälle bei H.W. abweicht.

Das Wasserspiegelgefälle ist in einzelnen kurzen Strecken gewöhnlich nicht auf beiden Ufern gleich groß, und selbst auf demselben Ufer kommen bei verschiedenen Wasserständen bedeutende Abweichungen vor. Abgesehen davon, daß es schwierig ist, sehr kleine Gefälle für kurze Strecken genau zu ermitteln,

lassen sich die Abweichungen daraus erklären, daß der Wasserspiegel in den Flüssen nicht an allen Stellen eines Querschnitts gleich hoch steht, sondern in Krümmungen auf der einbuchtenden Seite höher als auf der ausbuchtenden, ferner allgemein im Stromstrich bei steigendem Wasser höher, bei fallendem dagegen tiefer als an den Ufern.

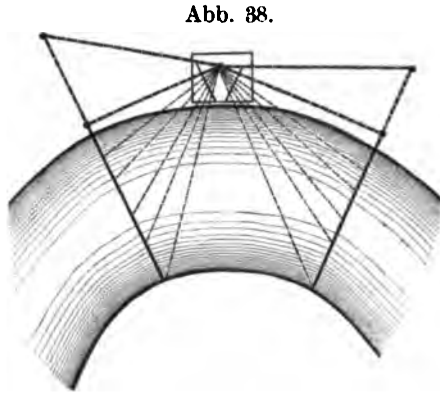
36. Peilungen. Eine große Schärfe ist bei Messungen der Wassertiefe nicht zu erreichen; sie ist auch überflüssig, weil das Flußbett nicht unverändert bleibt. Man begnügt sich deshalb damit, die zur Tiefenmessung benutzte Peilstange in Zehntelmeter einzuteilen und rundet die Tiefen auf die Hälfte eines Zehntelmeters ab. Gewöhnlich werden die Zehntelmeter durch schwarze und rote Ringe auf der rund gehobelten und mit weißer Ölfarbe gestrichenen Stange unterschieden. Die Länge der Peilstange muß die zu peilenden Wassertiefen etwas übertreffen. Die Stange wird beim Gebrauch schräg gegen die Strömung eingesetzt, bis sie den Boden erreicht, und dann lotrecht gerichtet. Zweckmäßig ist eine symmetrische Einteilung, welche ohne Nachteil das Umkehren der Stange gestattet. Um die Abnutzung der Enden und das Eindringen in den Boden zu vermeiden, wird an den Enden eine Blechscheibe angebracht.

Bei Wassertiefen von 5 m und darüber ist der Gebrauch der Peilstange schon sehr unbequem und das Loten vorzuziehen. Das Lot besteht aus einem kegelförmigen Eisen- oder Bleigewicht und einer mit eingebundenen Lappen oder Lederstreifen eingeteilten Leine. Es wird der Strömung entgegen oder in der Fahrtrichtung des Bootes ausgeworfen, und wenn es den Boden erreicht hat, wird es angezogen und die Tiefe abgelesen. Für Messungen in großen Tiefen benutzt man vom verankerten Fahrzeug aus besondere Geräte.

Bei allen Peilungen handelt es sich darum, die Stellen, wo die Tiefe gemessen wurde, genau zu bestimmen. Solange nicht zu große Breiten vorherrschen, erfolgt die Aufnahme der Querschnitte eines Flusses vermittels eines 4 bis 6 mm starken und aus einzelnen verzinkten Drähten zusammengesetzten Drahtseils, das in Abständen von 5 m mit Längenmarken und an den Enden mit Ösen versehen ist. Das auf eine Trommel gewickelte Drahtseil wird im Kahne zur Messungsstelle gebracht und mittels der Öse am einen Ufer des Flusses an einem Anker oder einem eingeschlagenen Pfahl befestigt. Dann fährt der Kahn mit der Winde längs des zu messenden Querschnitts nach dem gegenüberliegenden Ufer, wo die Winde verankert wird. Das Drahtseil wird nunmehr angespannt und über dem Wasser schwebend erhalten. Bei größeren

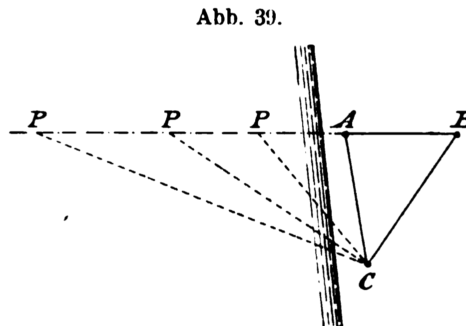
Breiten kann man das starke Durchhängen des Drahtseils dadurch vermeiden, daß man durch Verankerung von Standkähnen Stützpunkte schafft. Hat man bei der Peilung auf die Schiffahrt Rücksicht zu nehmen, so belastet man den Peildraht von den Standkähnen aus durch Anhängen schwerer Gewichte. Ein vorher am Peildraht befestigtes Seil erleichtert es, nach der Vorüberfahrt des Schiffes diesen vom Grunde wieder heraufzuholen. Es empfiehlt sich nicht, statt des Drahtseils ein Hanfseil zu verwenden, da dieses, je nachdem es naß oder trocken ist, großen Längenänderungen ausgesetzt ist.

Abb. 38.



Wo die Anwendung des Drahtseils wegen zu großer Flußbreite oder wegen der auf die Schiffahrt zu nehmenden Rücksicht untunlich ist, kann man die Richtung der zu peilenden Linie entweder durch zwei hintereinander an einem Ufer aufgestellte Signale oder im Wasser durch verankerte schwimmende Tonnen oder Baaken festlegen. Die einzelnen Punkte werden dann durch Einschneiden nach beweglichen Signalen am Ufer oder durch Winkelmessung bestimmt, am vorteilhaftesten unter Benutzung des Meßtisches (Abb. 38). Wenn gleichmäßig gerudert oder unter Dampf gefahren und nach der Uhr in regelmäßigen Zeitabschnitten gepeilt wird, so genügt die Einmessung einzelner Punkte. Die Zwischenpunkte werden dann bei der Auftragung der Peilung zwischen die eingemessenen Punkte gleichmäßig verteilt. Dieses Verfahren ist auch bei den Peilungen in Seen, Strommündungen und an der Meeresküste anwendbar. Die Feststellung der Hauptpunkte kann anstatt vom Lande auch vom Fahrzeuge aus geschehen, und dies ist bei großen Entfernungen vom Ufer am zweckmäßigsten, weil sich dabei Irrtümer hinsichtlich der Zusammengehörigkeit von Peilungstiefen und Winkelgrößen am leichtesten vermeiden lassen. Während das Fahrzeug sich in der

Abb. 39.



ausgebaakten Linie AB (Abb. 39) gleichmäßig fortbewegt, werden mit einem Sextanten die Winkel APC gemessen, welche die Richtung von AB mit einem festen Punkte C bildet. Bei den großen Entfernungen, die in der Nähe der Flußmündungen in Betracht kommen, werden die Hauptpunkte der Peilflucht vom Schiff aus durch Messung der Winkel nach 3 festen Punkten am Lande festgelegt. Die Auftragung erfolgt mittels eines dreischenkligen Winkelmessers (Pothenotsche Aufgabe).

Für die Aufnahme von Längspeilungen in Flüssen sind die selbstschreibenden Peilgeräte sehr geeignet, insbesondere derjenige von Stecher, welcher die gleichzeitige Darstellung von drei Längenschnitten, die um je eine Schiffsbreite auseinander liegen, ermöglicht. Die Peilstange besteht bei diesem Gerät aus einem drehbaren eisernen Arm, dessen unteres, nach einer Kreisevolvente gekrümmtes Ende auf dem Boden schleift und der oben um eine wagerechte Welle drehbar ist. Eine auf der Welle gelagerte Scheibe setzt ein Stahlband mit Schreibstift in Bewegung, und indem dieser sich entsprechend dem Heben und Senken der Peilstange hin und her bewegt, zeichnet er die Wassertiefen im Maßstabe 1 : 50 auf einen durch ein Uhrwerk gleichmäßig fortbewegten Papierstreifen, während die Lage von Festpunkten, Kilometersteinen und sonst bemerkenswerten Punkten von einem Beobachter im Zeitpunkte des Vorbeifahrens durch einen Metallstift auf dem Papierstreifen bezeichnet wird.

Bei den Peilungen im Flutgebiete muß bei jeder Peilung außer der Peiltiefe und den zur Ortsbestimmung nötigen Angaben auch die Beobachtungszeit aufgeschrieben werden, damit man die Peilung unter Benutzung der fortlaufenden Beobachtungen eines Pegels auf gewöhnliches Niedrigwasser zurückführen kann.

37. Wasserstandsbeobachtungen. Über die Bedeutung der Wasserstandsbeobachtungen und die bei der Einrichtung der Pegel zu beobachtenden Gesichtspunkte vergl. Art. 23. Die Art und Weise der Wasserstandsbeobachtungen, ihre Aufschreibung und Prüfung wird durch amtliche Vorschriften für alle wichtigen Beobachtungsstellen geregelt. In allen Fällen muß die Höhe des Nullpunktes auf nahegelegene Festpunkte bezogen sein und die unveränderte Höhenlage jährlich geprüft werden. Die Prüfung hat sich auch auf die richtige Einteilung des Pegels zu erstrecken. Dies ist besonders wichtig bei solchen Pegeln, die an flachen Ufern bei allen Wasserständen vom Lande aus abgelesen werden sollen und deshalb aus getrennten Teilen bestehen, einem weit vorgeschobenen Niedrigwasserpegel, einem Mittelwasserpegel und einem am Hochufer oder Deiche aufgestellten Hochwasserpegel.

Obschon das Ablesen und Aufschreiben der Wasserstände an sich keine schwierige Aufgabe ist, so kommt doch sehr viel auf die zweckmäßige Einrichtung und Aufstellung des Pegels an. Diesem Gegenstande sollte stets eine große Aufmerksamkeit zu Teil werden, weil man auf fehlerfreie und sorgsame Wasserstandsangaben um so sicherer rechnen kann, je leichter und bequemer die Ablesung für den Beobachter ist. Man sollte also solche Aufstellungen vermeiden, bei welchen sich der Wasserstand wegen zu weiter Entfernung oder wegen ungünstigen Sehwinkels nicht genau ablesen läßt. Noch nachteiliger ist es, wenn die Teilung der Pegellatte durch Schlamm, Kraut, Rost u. dergl. undeutlich wird und die Reinigung so umständlich ist, daß sie öfters unterbleibt. Um die Teilung dauernd in gutem Zustande zu erhalten, muß der Pegel bequem zugänglich, und wo sich dies nicht ermöglichen läßt, zum Abnehmen und Auswechseln eingerichtet sein. Am geeignetsten ist in diesem Fall eine lösbare Befestigung auf gut gegründetem Mauerwerk; eine sichere Höhenmarke muß dann in solcher Nähe und in Verbindung mit der Pegellatte zu haben sein, daß diese bequem geprüft und eingestellt werden kann. Eine unlösbare Verbindung des Pegels mit Mauerwerk oder Pfählen von mangelhafter Standsicherheit ist für dauernde Beobachtungen unzulässig. Im übrigen verhält es sich mit den Pegellatten ähnlich wie mit den Instrumenten zur Höhenmessung. Wie in unkundiger Hand eine Setzwage oder Wasserwage oft bessere Dienste leistet als ein vollkommenes Nivellierinstrument, welches vor jedesmaligem Gebrauch vorsichtig geprüft und eingestellt werden muß, so ist auch der einfachste Pegel der beste, wenn seine regelmäßige Beobachtung technisch ungeschulten Personen überlassen werden muß.

Abb. 40.

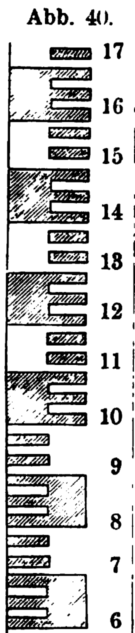
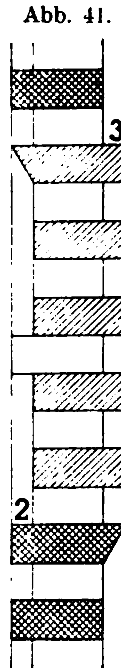


Abb. 41.



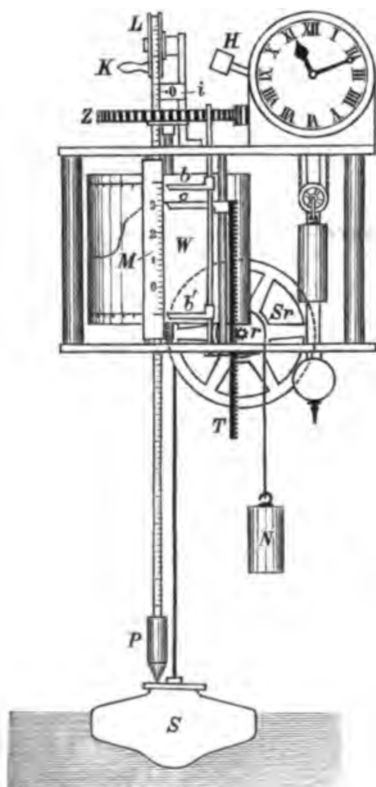
Der Pegel muß so aufgestellt sein, daß er bequem einnivelliert und mit seinen Festpunkten verglichen werden kann. Am besten ist es, wenn sich das Nivellierinstrument so aufstellen läßt, daß man die Pegelteilung unmittelbar und ohne Änderung des Standortes auch die auf den Festpunkt aufgesetzte Nivellierlatte ablesen kann. Ist das nicht zu erreichen, so muß sich die Nivellierlatte doch bequem unmittelbar auf den Kopf der Pegellatte aufsetzen lassen.

Die Kopffläche der Pegellatte sollte wagerecht abgehobelt sein und genau mit einem vollen Meter oder Zehntelmeter abschneiden.

Die übliche Einteilung der Pegel erfolgt nach Abb. 40 in Zehntelmeter mit Unterabteilungen von 2 cm Höhe, wobei volle Zentimeter abgelesen werden. An der See ist aber das Wasser fast niemals ganz ruhig und eine feine Ablesung nicht möglich, so daß man die Unterabteilungen fortlassen und sich auf die Einteilung in Zehntelmeter mit Abrundung der Ablesungen auf 5 cm beschränken kann. Diese Einteilung (Abb. 41) ist insbesondere für die nur vorübergehend zu Peilungszwecken errichteten Pegel zu empfehlen; die Teilung kann auf einer Bohle durch aufgenagelte 10 cm hohe, abwechselnd schwarz und rot gestrichene Brettstückchen bewirkt werden.[1])

Außer den vorstehend beschriebenen einfachen Pegeln gibt es noch Schwimmerpegel von verschiedener Einrichtung. Sie finden besonders im Flutgebiet Anwendung. In einem Brunnenschacht oder einem eisernen Rohr befindet sich ein Schwimmer, der durch einen über eine Rolle geführten Draht mit einem Gegengewicht verbunden ist. Durch ein mit der Rolle verbundenes Getriebe wirken die Hebungen und Senkungen des Schwimmers auf den Zeiger eines Zifferblattes. Der Wasserstand kann dadurch an dem Zifferblatt abgelesen werden. Fügt man noch zwei lose Zeiger hinzu, die von dem Schwimmerzeiger so weit zurückgeschoben werden, als dieser sich bewegt, so läßt sich der vorhergegangene höchste und niedrigste Wasserstand erkennen. Läßt man das Getriebe auf eine Zahnstange mit Schreibstift wirken und fügt ein Uhrwerk mit Walze hinzu, so erhält man einen selbstschreibenden Pegel. Abb. 42 zeigt einen selbstschreibenden Pegel von Seibt-Fueß.[2]) Das vollständigste Gerät dieser Art

Abb. 42.



[1]) Vergl. auch die Pegel von Seibt-Fueß. Zentralbl. der Bauverw. 1892, S. 499.

[2]) s. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 542; 1897, S. 563.

ist der selbsttätige Universalpegel von Seibt-Fueß.[1]) Wichtig für den guten Gang aller Schwimmerpegel ist eine geschützte Lage des Schwimmerschachtes; dieser darf nur durch ein Rohr von kleinem Querschnitt mit dem Außenwasser in Verbindung stehen, damit der äußere Wellenschlag sich nicht auf das Innere des Schachtes überträgt.

38. Geschwindigkeitsmessungen. Nur durch Beobachtung der Geschwindigkeit, mit welcher sich das Wasser in den Flußbetten bewegt, können wir die Gesetze erkennen, nach welchen sich diese Bewegung regelt und das fließende Wasser seine Wirkungen äußert. Von den vielen Geräten zur Messung der Geschwindigkeit haben sich im Grunde nur zwei Arten bewährt, nämlich die Schwimmer und der zuerst von Woltman erfundene, später wiederholt verbesserte hydrometrische Flügel.

Die einfachsten Geräte sind die Schwimmer; sie finden als Oberflächen-, Tief- und Stabschwimmer Verwendung. Während große, im Wasser schwimmende Körper diesem voreilen (s. S. 80), bewegen sich kleine Körper sehr nahe mit derselben Geschwindigkeit wie das sie umgebende Wasser. Allerdings ist ihre Neigung, sich nicht parallel zur Stromachse zu bewegen, sondern nach der Linie der Hauptströmung, dem Stromstriche, hinzutreiben und ihre starke Beeinflussung durch den Wind zu berücksichtigen. Man erreicht indessen, wenn man die Beobachtung auf kurze, gerade und regelmäßig verlaufende Stromstrecken und auf Zeiten der Windstille beschränkt, recht gute Ergebnisse für die Bestimmung der Geschwindigkeit in verschiedenen Teilen das Flußbettes.

Holzscheiben von 25 bis 30 cm Durchmesser und 5 bis 7 cm Dicke bilden die einfachsten Oberflächenschwimmer. Für größere Flüsse verwendet man auch Holzstäbe von 6 bis 10 cm Stärke und 0,5 bis 1,0 m Länge, die am unteren Ende durch Steine oder altes Eisen so belastet werden, daß sie nur wenig aus dem Wasser hervorragen. Oft benutzt man auch Glasflaschen oder hohle Metallkugeln. Für die Ausführung von Schwimmerbeobachtungen werden in einer geraden Strecke drei Querschnitte in solchem Abstande voneinander abgesteckt, daß der Schwimmer 2 bis 3 Minuten gebraucht, um aus einer Linie in die andere zu gelangen. Alsdann bringt man in angemessenen Fristen die einzelnen Schwimmer 20 bis 40 m oberhalb des ersten Querschnitts ins Wasser, überläßt sie der Strömung und beobachtet in den beiden unteren Querschnitten den Durchgang, worauf der Schwimmer aufgefangen und von neuem benutzt wird.

[1]) Zeitschrift für Instrumentenkunde 1891, S. 351 bis 365.

Will man die Geschwindigkeit in einer bestimmten Tiefe unter dem Wasserspiegel messen, so versieht man eine hohle Metallkugel mit einer Öse, beschwert sie so, daß sie ganz untertaucht und hängt sie mit einem Faden von entsprechender Länge an einen viel kleineren Oberflächenschwimmer. Dieser dient zur Beobachtung, während seine Geschwindigkeit wesentlich durch die des großen unteren Tiefenschwimmers bedingt wird. Bei den Messungen am Mississippi wurde als unterer Schwimmer eine kleine Tonne, als oberer eine Korkscheibe benutzt. Der Stabschwimmer, auch Cabeoscher oder hydrometrischer Stab genannt, wird angewandt, um die mittlere Geschwindigkeit in einer Lotrechten vom Wasserspiegel bis zur Sohle zu messen. Er besteht aus einem zylindrischen Stabe aus Blech oder trockenem Holz. Man belastet ihn so stark, daß er bis nahe an die Sohle eintaucht, ohne jedoch diese während des Versuchs irgendwie zu berühren. In stehendem Wasser schwimmt der in seinem unteren Teile beschwerte Stab lotrecht, in fließendem Wasser ist sein oberes Ende nach vorne, d. i. stromabwärts geneigt, weil das Wasser ihn an der Oberfläche stärker fortstößt als in der Nähe der Sohle, wo die Geschwindigkeit kleiner ist. Sollte der Stab während des Versuchs irgendwo den Boden berühren, so gibt sich dies dadurch zu erkennen, daß er sich plötzlich viel stärker überneigt. Da die Geschwindigkeit nicht gleichmäßig von der Oberfläche zur Sohle abnimmt und der Stab wegen der wechselnden Tiefe nicht bis unmittelbar zur Sohle reichen kann, gibt die mit Stäben gemessene Geschwindigkeit streng genommen nicht den Mittelwert der Geschwindigkeiten einer Lotrechten.

Bei allen Schwimmermessungen ist es erforderlich, den Weg, welchen der Schwimmer zurücklegt, während er von einem Querschnitt zum anderen gelangt, möglichst genau zu bestimmen. Zu diesem Zwecke kann man die Punkte, in denen er die festgelegten Querschnitte schneidet, durch Winkelmessung vom Ufer aus in ähnlicher Weise wie bei den Peilungen bestimmen.

Zur Zeit hoher Anschwellungen bieten die Schwimmermessungen außerordentliche Schwierigkeiten. Dagegen läßt sich noch eine ziemlich sichere Messung von einer Brücke aus anstellen, indem man wie auf Seeschiffen ein Logg in den Strom wirft und die Geschwindigkeit der auslaufenden Leine beobachtet. Das Logg besteht aus einem hölzernen Brettchen in Form eines gleichseitigen Dreiecks von etwa 25 cm Seitenlänge, welches an 3 Fäden, die sich in kurzer Entfernung vereinigen, gehalten wird. Die Leine ist in regelmäßigen Abständen mit Knoten versehen, und man läßt sie bei der Messung, sobald das Logg ausgeworfen und alles ge-

hörig vorbereitet ist. eine halbe oder ganze Minute lang durch die Hand gleiten. Um das Zurückziehen des Loggs zu erleichtern, werden nur zwei Ecken des Brettchens mit der Leine fest verknüpft, während der dritte Faden nur in einen Spalt eingeklemmt ist und sich löst, sobald die Leine plötzlich scharf angezogen wird. Das Logg schwimmt dann flach auf dem Wasser und läßt sich leicht einholen.

Für genaue Geschwindigkeitsmessungen reichen die Schwimmer nicht aus, für solche wird daher der hydrometrische Flügel angewendet. Beim Woltmanschen Flügel befinden sich an einer Achse, die beim Gebrauch in die Richtung der Strömung eingestellt wird, zwei oder vier Flügel, deren Flächen unter gleichen Winkeln gegen die Drehungsebene geneigt sind. Die Achse ist mit einer Schraube ohne Ende versehen, die in ein gezahntes Rad eingreift, sobald dieses durch Anziehen einer Schnur entsprechend gehoben wird. Eine Feder dient zur Sicherung der Lösung dieses Eingriffs, sobald die Schnur nachgelassen wird; das Rad wird nun durch einen festen Zahn unverrückbar in seiner Stellung erhalten. Bei jeder Umdrehung der Flügelwelle kommt das Rad um einen Zahn weiter, man ist also imstande, die in der Zeit zwischen dem Anziehen und Nachlassen der Schnur gemachten Umdrehungen der Flügelwelle abzulesen, während die früheren und späteren Umdrehungen ungezählt bleiben. Ein guter Flügel der beschriebenen Art bewegt sich fast reibungslos. Wenn man, um die Beobachtungen auf längere Zeit ausdehnen zu können, noch ein zweites Rad hinzufügt, welches die Umdrehungen des ersten zählt, so wird die Reibung vermehrt.

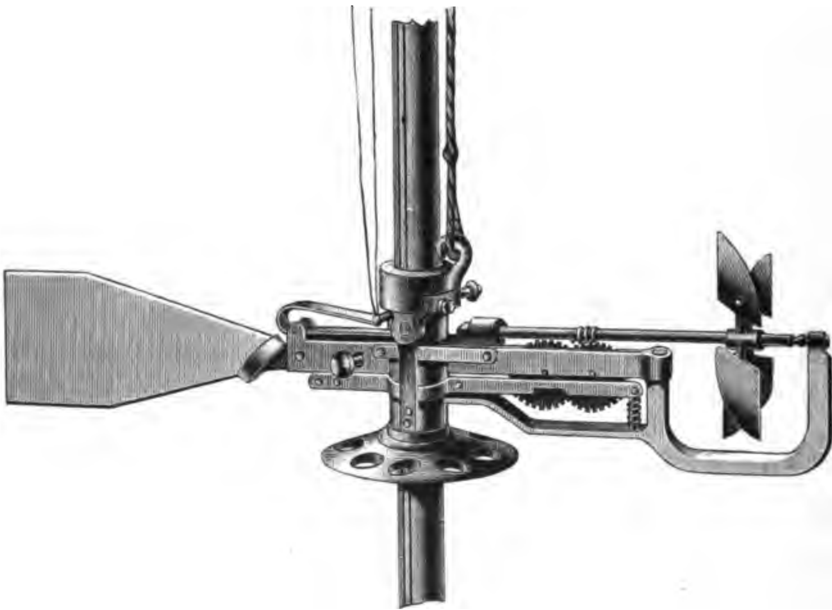
Der hydrometrische Flügel (Abb. 43) wurde seit der ersten Anwendung durch Woltman vervollkommnet und mit Einrichtungen versehen, die eine sichere Aufstellung in großer Tiefe und in starker Strömung, sowie das Zählen der Umdrehungen des Flügels gestatten, ohne daß dieser nach jeder Beobachtung zum Zwecke des Ablesens hochgezogen zu werden braucht. Der Harlachersche Flügel[1]) wird an einem eisernen Rohr, welches unten in die Flußsohle eingestoßen und oben durch einen Prahm gehalten wird, mittels des Aufhängeseils auf- und abbewegt; die Tiefe, in der die Messung vorgenommen wird, kann an der Seiltrommel abgelesen werden. Ein Längsschlitz in dem Führungsrohre dient dazu, den Flügel, welcher nicht um das Rohr drehbar ist, stets senkrecht zu der Ebene des Querschnitts zu halten. Der Flügel hat zwei Schaufeln, die genau

[1]) Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau und hydrometrische Apparate und Methoden. Leipzig 1881.

nach einer Schraubenfläche geformt sind. Jede Umdrehung läßt sich elektrisch durch einen Chronographen auf einem gleichmäßig bewegten Papierstreifen aufzeichnen, so daß man die Zeitdauer jeder einzelnen halben oder ganzen Umdrehung erkennen kann. Statt des Chronographen kann auch eine Glocke in den elektrischen Stromkreis eingeschaltet werden, die nach je 100 oder 200 Umdrehungen des Flügels Zeichen gibt, so daß die mittlere Zeitdauer einer Umdrehung gemessen wird.

Da die Geschwindigkeit der Wasserteilchen an der Messungsstelle wegen der inneren Bewegungen des Wassers von Sekunde zu Sekunde nicht unerheblich wechselt, ist es notwendig, die Messung auf eine längere Zeit, etwa 2 Minuten auszudehnen.

Abb. 43.



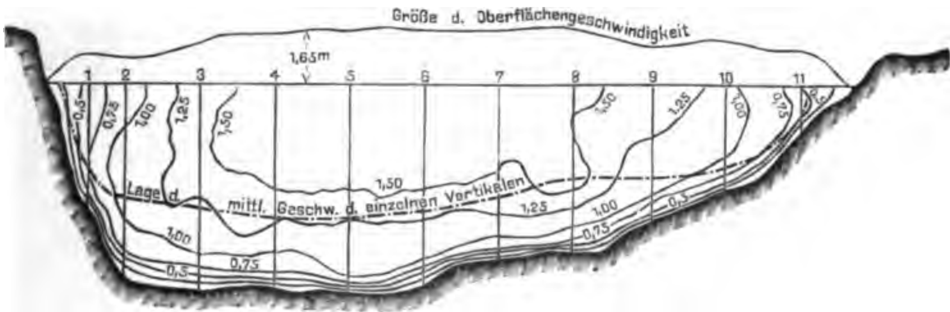
Die Beziehungen zwischen der beobachteten Anzahl der Umdrehungen und der Geschwindigkeit des Wassers können für jedes Flügelgerät nur durch Versuche bestimmt werden. Dies geschieht dadurch, daß man den Flügel in stehendem Wasser mit einer bekannten Geschwindigkeit durch eine Versuchsstrecke zieht, wobei er sich genau ebenso verhält, als wenn er einer strömenden Wassermasse von gleicher Geschwindigkeit entgegengehalten wird. Aus den verschiedenen Geschwindigkeiten v der Versuche und der

jedesmal bestimmten minutlichen Umdrehungszahl n ermittelt man für jeden Flügel die Beziehung zwischen v und n und kann dann rückwärts die bei einer Beobachtung im Flusse festgestellten Umdrehungszahl n entsprechende Wassergeschwindigkeit v entnehmen. Einen bestimmten Formelausdruck für die Beziehung zwischen v und n gibt es nicht. die Werte der Formel müssen nur mit den Versuchen gut übereinstimmen. Man kann die Beziehungen zwischen v und n auch zeichnerisch festlegen, indem man zu den einzelnen Werten von n als Abszissen die zugehörigen Werte von v als Ordinaten aufträgt und eine den gewonnenen Punkten sich möglichst anschließende, gleichmäßig verlaufende krumme Linie zeichnet.

Bei den Versuchen im stehenden Wasser wird der Flügel entweder an der Spitze eines Bootes angebracht oder an einem Wagen befestigt, der auf Schienen läuft, die über dem Wasser angebracht sind. Das Fortziehen durch die Versuchsstrecke erfordert keine besonderen Vorkehrungen, da es auf eine vollständig gleichmäßige Geschwindigkeit nicht ankommt.

Zur Ausführung der Geschwindigkeitsmessungen im Flusse bedient man sich gewöhnlich zweier Fahrzeuge, die im lichten Ab-

Abb. 44.



stande von etwa 2,5 m gekuppelt und an der Messungstelle gut verankert werden; der Flügel wird an einem stromaufwärts etwas vorgebauten Gerüst befestigt. In dem der Messung zu unterwerfenden Querschnitt werden die einzelnen Lotrechten entweder durch eine quergespannte Peilleine oder vom Ufer aus durch Richtungsbaaken bestimmt. Gewöhnlich beobachtet man nicht mehr als 10 Lotrechte in einem Querschnitt, weil sich eine größere Zahl nicht an einem Tage bewältigen läßt. Es empfiehlt sich, jede Lotrechte in 0,15 m Tiefe unter dem Wasserspiegel und über der Sohle, dazwischen in Tiefenabständen von 0,30 bis 0,50 m zu beob-

achten, und zwar an jeder Stelle zwei- bis dreimal; die Dauer jeder Beobachtung wird = 100 bis 200 Sekunden gewählt.

In Abb. 44 ist ein Stromquerschnitt dargestellt, und es sind die Punkte, in denen gleiche Geschwindigkeiten von 0,5 bis 1,5 m herrschen, durch Linien verbunden. Außerdem ist die Lage der Punkte, in denen in den einzelnen Lotrechten die mittlere Geschwindigkeit herrscht, kenntlich gemacht. Vom Wasserspiegel aufwärts sind die in den einzelnen Lotrechten gemessenen Oberflächengeschwindigkeiten aufgetragen.

39. Ermittlung der Wassermengen. Wenn die Geschwindigkeiten des Wassers an zahlreichen Stellen eines Querschnitts gemessen sind, so erhält man die an der Messungsstelle abfließende Wassermenge dadurch, daß die Messungsstellen in die Querschnittszeichnung eingetragen werden, und dieses (vergl. Abb. 45) so zer-

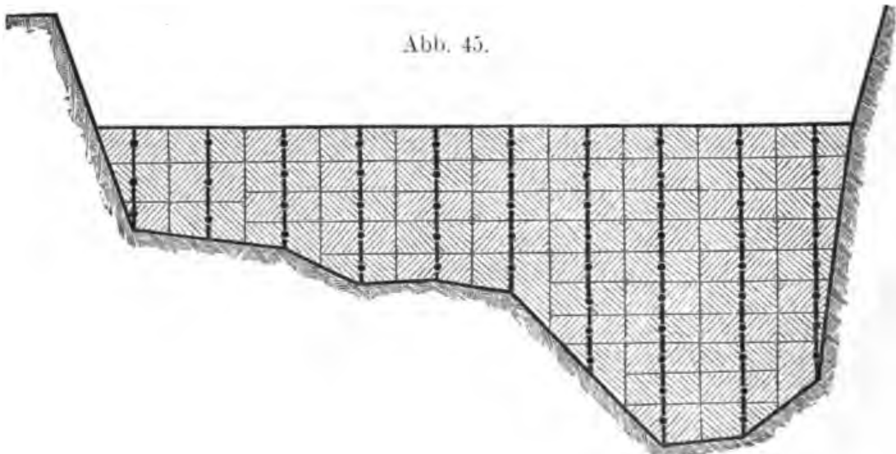


Abb. 45.

legt wird, daß die Messungsstellen ungefähr in die Mitte der Teilflächen fallen. Dann ist

$$Q = \Sigma (vf)$$

und die mittlere Geschwindigkeit

$$(58) \quad \ldots\ldots\ldots \quad v = \frac{Q}{F} = \frac{\Sigma (vf)}{\Sigma (f)}.$$

Es genügt aber auch, den Querschnitt der Breite nach derart in einzelne Streifen zu zerlegen, daß die Lotrechten, in denen gemessen wurde, die Mittellinien der Streifen bilden. Bezeichnet b die Breite eines Streifens, t die Tiefe seiner Mittellinie und v_m die mittlere Geschwindigkeit der Lotrechten, so ist

$$Q = \Sigma (v_m \cdot b \cdot t) \text{ und}$$

$$(59) \quad \ldots\ldots\ldots \quad v = \frac{\Sigma (v_m \cdot b \cdot t)}{\Sigma (b\, t)}.$$

Bei der Anwendung der letzten Formeln ist es nicht nötig, den Mittelwert v_m der Lotrechten umständlich zu berechnen, indem als Geschwindigkeitskurve der Lotrechten eine geometrische Figur, die sich den Beobachtungen möglichst anschließt, zugrunde gelegt wird. Es ist nicht bloß einfacher, sondern auch richtiger, die mittlere Geschwindigkeit der Lotrechten unmittelbar aus den Beobachtungen zu ermitteln.

Nach Harlacher kann man auch die durch einen Streifen von der Breite dx abfließende Wassermenge

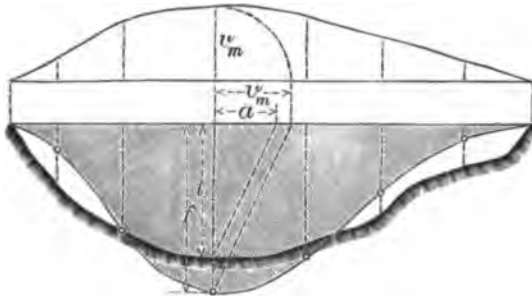
$$dQ = a \frac{t\,v_m}{a}\,dx$$

setzen und in jeder gemessenen Lotrechten den Wert $f = \frac{t\,v_m}{a}$ auftragen. Es ist dann

$$Q = a \int f\,dx,$$

d. h. die Wassermenge ist gleich dem Produkt von a in die planimetrisch zu bestimmende Fläche zwischen der Spiegellinie und der Kurve durch die Endpunkte der f-Linien (s. Abb. 46).

Abb. 46.



Mit den Geschwindigkeitsmessungen ist selbstverständlich jedesmal eine genaue Aufnahme des Messungsquerschnitts zu verbinden. Es sind möglichst gerade verlaufende, regelmäßige Flußstrecken für die Messung auszuwählen. Sollten einzelne Teile des Querschnitts dennoch nicht regelmäßig durchströmt werden (z. B. die zwischen Buhnen oder Grundschwellen gelegenen Flächen), so sind diese gesondert zu behandeln. Besser ist es indessen, keine Flußstrecken, die mit Buhnen oder Grundschwellen ausgebaut sind, für die Ausführung von Wassermengenbestimmungen zu wählen.

In kleinen Wasserläufen kann die Wassermenge am genauesten dadurch bestimmt werden, daß man das Wasser anstaut und ableitet. Ist die Wassermenge sehr klein, so läßt sich das Wasser in zylindrischen Gefäßen oder Becken von rechteckigem Grundriß

ansammeln; die Größe des Zuflusses wird dann aus der Geschwindigkeit bestimmt, mit der das Wasser in dem Gefässe oder dem Becken ansteigt. Man muß hierbei das Zuflußgerinne so einrichten, daß das Wasser beliebig in das Meßgefäß oder an diesem vorbei geleitet werden kann. Eine andere Art der Wassermessung besteht darin, daß man das Wasser in einen Behälter mit lotrechten Wänden einströmen und durch eine kleine Öffnung in einer Seitenwand ausströmen läßt. Der Wasserspiegel steigt hierbei in dem Behälter so lange an, bis die Druckhöhe über der Ausflußöffnung so groß geworden ist, daß die Menge des zufließenden Wassers dem Abfluß durch die Öffnung gleichkommt. Beim Eintritt des Beharrungszustandes wird die Druckhöhe gemessen, und man erhält dann die Ausflußmenge nach Art. 27. Noch einfacher gestaltet sich die Messung an einem Überfall, der durch einen Ausschnitt einer in die Abschlußwand eingesetzten Blechtafel gebildet wird. Solche Messungen sind besonders bei der Lieferung und Verteilung des Wassers für Bewässerungsanlagen von Wichtigkeit (vergl. Art. 67).

Sechster Abschnitt.

Wasserlaufbetten.

40. Form und Abmessung der Gerinne. Nach den Ausführungen des Art. 29 besitzt keine der Formeln, die für die Beziehungen zwischen der Wassermenge und den Haupteigenschaften des Flußbettes, nämlich Gefälle sowie Form und Größe des Querschnitts, aufgestellt worden sind, allgemeine Gültigkeit. Wir müssen deshalb darauf verzichten, in streng wissenschaftlichem Sinne die Form und die Abmessungen der Gerinne rechnerisch zu verfolgen. Die Bedürfnisse der Praxis verlangen gleichwohl die Lösung einschlägiger Fragen, und es bleibt unter diesen Umständen nichts anderes übrig, als ein Verfahren zu wählen, das uns bei vorsichtigem Vorgehen wenigstens angenähert richtige Ergebnisse liefert.

Wir bedienen uns hierzu wiederum wie in früheren Fällen (s. S. 108 und 116) der Beziehung

$$v = c\sqrt{RJ},$$

in welcher die für den Beiwert c einzusetzende Größe den in Betracht gezogenen örtlichen Verhältnissen aufs sorgfältigste anzupassen ist. Es ergibt sich hieraus die Formel

$$(60) \quad \ldots\ldots\ldots \quad \frac{Q}{F} = c\sqrt{RJ}.$$

Wenn die Wassermenge und das Gefälle gegeben sind, so ist auch

$$cF\sqrt{R} = \frac{Q}{\sqrt{J}}$$

eine gegebene Größe, und es kommt darauf an, für die Form und die Abmessungen des Querschnitts eine passende Wahl zu treffen. In der Regel wird es vorteilhaft sein, den Querschnitt F möglichst klein zu machen, und dann muß $c\sqrt{R}$ möglichst groß werden; c wächst aber mit R, also ist unter verschiedenen Querschnitten derjenige am vorteilhaftesten, für welchen R am größten ist.

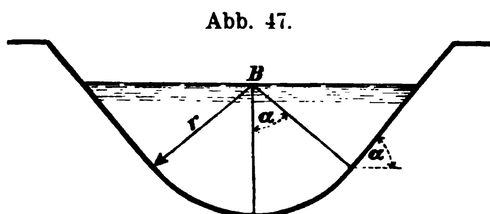
Für den Halbkreis ist $F = r^2 \frac{\pi}{2}$ und $p = r\pi$, also $R = \frac{r}{2}$ und demnach

$$(61) \quad . \ . \ . \quad \frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{r^2\pi}{2} \cdot c \sqrt{\frac{r}{2}} = 1{,}11 \cdot c \cdot r^2 \sqrt{r}.$$

Den Halbmesser r findet man hieraus am einfachsten durch Probieren, da der Beiwert c eine von $R = \frac{r}{2}$ abhängige Größe ist. Ähnliche Proberechnungen sind auch in allen anderen Fällen erforderlich, und man kommt dabei leichter zum Ziel, als wenn man die Querschnittsgrößen unmittelbar analytisch unter Einführung eines Formelwertes für c berechnen wollte.

Die Halbkreisform ist für offene Gerinne nur selten anwendbar, weil sie schwieriger herzustellen ist als ein Querschnitt mit ebenen Wänden und sich den Veränderungen in der abzuführenden Wassermenge weniger gut anpassen läßt. Gebräuchlicher ist daher die in Abb. 47 dargestellte Querschnittsform, wo sich an einen unteren Kreisbogen vom Halbmesser r und dem halben Zentriwinkel α Tangenten anschließen. Als normale Füllhöhe soll diejenige angesehen werden, bei welcher der Mittelpunkt des Kreisbogens im Wasserspiegel liegt. Alsdann ist

Abb. 47.



$$(62) \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \quad \begin{cases} F = r^2 (\alpha + \operatorname{ctg} \alpha) \\ p = 2r (\alpha + \operatorname{ctg} \alpha) \end{cases}$$

und $R = \frac{r}{2}$, ebenso groß wie bei einem Halbkreisquerschnitt.

Nachstehend sind die Werte von $\frac{F}{r^2}$ und von $\frac{B}{r}$ für einige Werte von $\operatorname{ctg} \alpha$ angegeben.

$\operatorname{ctg} \alpha =$	3	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5
$\alpha + \operatorname{ctg} \alpha = \frac{F}{r^2} =$	3,32	2,88	2,46	2,09	1,79	1,61
$2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} = \frac{B}{r} =$	6,32	5,38	4,47	3,60	2,82	2,24

Wird die Füllhöhe des Querschnitts um Δz größer als die normale, so wächst der Querschnitt um

$$\Delta F = B \Delta z$$

und der benetzte Umfang um

$$\Delta p = 2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} \cdot \Delta z = \frac{B}{r} \Delta z.$$

Beispiel. Ein Gerinne soll 1,5 cbm in der Sekunde abführen bei dem Gefälle $J = 0{,}002$ und Böschungen von $1^1/_2$facher Anlage.

Es ist

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{1{,}5}{\sqrt{0{,}002}} = 33{,}6$$

und wegen $\operatorname{ctg}\alpha = 1{,}5$ ist $F = 2{,}09\, r^2$, ferner $R = \frac{r}{2}$. Dies gibt die Bedingungsgleichung

$$2{,}09 \cdot r^2 \sqrt{\frac{r}{2}} \cdot c = 33{,}6$$

oder

$$r = \sqrt[5]{\left(\frac{22{,}8}{c}\right)^2},$$

wobei c dem Profilradius $\frac{r}{2}$ zu entsprechen hat und gemäß der Beiwerttafel auf Seite 111 zu wählen ist. Der Rauhigkeitsgrad n der Formel von Ganguillet und Kutter sei $= 0{,}030$ anzunehmen, dann erkennt man leicht, daß r etwas kleiner als 1 m sein muß. Ein passender Wert für c ist also $c = 28$, und dies gibt $r = 0{,}92$ m. Der Beiwert c bedarf keiner Berichtigung, der Querschnitt erhält daher eine Füllhöhe $= 0{,}92$ m und eine Wasserspiegelbreite $B = 3{,}60 \cdot 0{,}92 = 3{,}31$ m. Der Querschnitt ist $F = 2{,}09 \cdot 0{,}92^2 = 1{,}76$ qm und die Geschwindigkeit

$$v = 28\sqrt{\frac{0{,}92}{2} \cdot 0{,}002} = 0{,}85 \text{ m},$$

was mit $\frac{Q}{F} = \frac{1{,}50}{1{,}76}$ übereinstimmt.

Nehmen wir aber an, das Gerinne bestände aus Bruchsteinmauerwerk und entspräche der Klasse 3 der Bazinschen Formel, so zeigt die betreffende Beiwerttafel auf Seite 110, daß c mindestens $= 40$ anzunehmen ist. Der erste Näherungswert ist also

$$r = \sqrt[5]{\left(\frac{22{,}8}{40}\right)^2} = 0{,}80 \text{ m},$$

und für $R = \frac{0{,}80}{2}$ ist das zugehörige $c = 50$. Daher ist genauer

$$r = \sqrt[5]{\left(\frac{22{,}8}{50}\right)^2} = 0{,}73 \text{ m},$$

und man erhält weiter

$$B = 3{,}60 \cdot 0{,}73 = 2{,}63 \text{ m}$$

und

$$v = 50\sqrt{\frac{0{,}73}{2} \cdot 0{,}002} = \text{rd. } 1{,}35 \text{ m}.$$

Wenn in diesem Querschnitt das Wasser um 0,05 m über die normale Füllhöhe von 0,73 m ansteigt, so findet man die abfließende Wassermenge wie folgt:

$$F = 2{,}09 \cdot 0{,}73^2 + 2{,}63 \cdot 0{,}05 = 1{,}24 \text{ qm},$$

$$p = 2{,}09 \cdot 2 \cdot 0{,}73 + 3{,}60 \cdot 0{,}05 = 3{,}23 \text{ m},$$

$$R = \frac{1{,}24}{3{,}23} = 0{,}384 \text{ m}; \quad c = 50,$$

$$v = 50\sqrt{0{,}384 \cdot 0{,}002} = 1{,}38 \text{ m},$$

$$Q = 1{,}24 \cdot 1{,}38 = 1{,}71 \text{ cbm}.$$

In ähnlicher Weise lassen sich andere Querschnittsformen berechnen. Für einen Kreisquerschnitt ergibt sich, daß die Geschwindigkeit bei halber und ganzer Füllung gleich groß ausfällt, daß sie aber bei der Füllhöhe = 0,83 des Durchmessers am größten wird. Auch die abfließende Wassermenge ist nicht bei ganzer Füllung am größten, sondern bei einer Füllhöhe von etwa $^9/_{10}$ des Durchmessers.

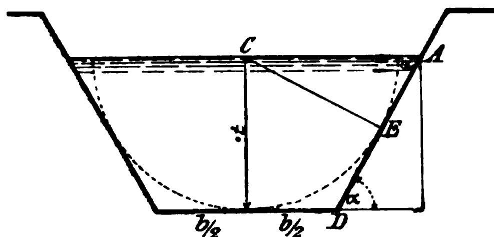
Offene Gräben erhalten in der Regel einen **trapezförmigen Querschnitt.** Bezeichnet man die Sohlbreite mit b, die Wassertiefe mit t, und den Böschungswinkel wie in dem früheren Falle mit α, so ist (vergl. Abb. 48)

$$(63) \quad \ldots \quad \begin{cases} F = bt + t^2 \operatorname{ctg} \alpha, \\ p = b + 2t \cdot \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}. \end{cases}$$

Für einen gegebenen Böschungswinkel α ist derjenige Querschnitt am günstigsten, für welchen bei unverändertem p die Querschnittsfläche F am größten wird. Drückt man F durch p und t aus und setzt dann $\frac{dF}{dt} = 0$, so erhält man die gesuchte Beziehung zwischen b und t, nämlich

$$b = 2t\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - 2t \operatorname{ctg} \alpha,$$

Abb. 48.



und wenn dies in die Formeln für F und p eingesetzt wird, so folgt

$$(64) \quad \ldots \quad \begin{cases} F = t^2 \{ 2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - \operatorname{ctg} \alpha \} \\ p = 2t \{ 2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - \operatorname{ctg} \alpha \}. \end{cases}$$

Wir erhalten daher für die günstigste Querschnittsform auch in diesem Falle wieder $R = \frac{t}{2}$ = der halben Füllhöhe. R ist also unabhängig von dem Böschungswinkel α, und der günstigste Querschnitt hat die Eigenschaft, daß er einem Halbkreise, dessen Mittelpunkt im Wasserspiegel liegt, umschrieben ist. Die Senkrechte CE von C auf AD ist nämlich gleich $CA \cdot \sin \alpha$ und

$$CA = \frac{b}{2} + t \operatorname{ctg} \alpha = t\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha},$$

woraus folgt, daß $CE = t$ ist. Die Wasserspiegelbreite ist $= 2\,CA$ oder

$$B = 2\,t\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} = \text{der doppelten Böschungslänge } AD.$$

Wenn der Böschungswinkel α beliebig gewählt werden kann, so findet man den vorteilhaftesten Wert dadurch, daß die Formel 64 für F nach α differentiiert und die Ableitung $= 0$ gesetzt wird. Man erhält $1 - 2\cos\alpha = 0$ und daher $\alpha = 60^\circ$. Nachstehend sind einige Angaben über die vorteilhaftesten Trapezquerschnitte für verschiedene Böschungswinkel zur Erleichterung der Berechnungen zusammengestellt.

Günstigste trapezförmige Querschnitte.

Böschung $= \operatorname{ctg}\alpha =$	3,0	2,5	2,0	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
$2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2\alpha} = \frac{B}{t} =$	6,32	5,38	4,47	4,03	3,60	3,20	2,82	2,50	2,24
$2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2\alpha} - \operatorname{ctg}\alpha = \frac{F}{t^2} =$	3,32	2,88	2,47	2,28	2,10	1,95	1,82	1,75	1,74
$2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2\alpha} - 2\operatorname{ctg}\alpha = \frac{b}{t} =$	0,32	0,38	0,47	0,53	0,60	0,70	0,82	1,00	1,24

Ferner ist $R = \frac{t}{2}$, $\frac{p}{t} = \frac{2F}{t^2}$ und $p = B + b$.

Die günstigsten trapezförmigen Querschnitte mit wagerechter Sohle stimmen, gleiche Füllhöhe vorausgesetzt, in der Wasserspiegelbreite genau mit den nach Abb. 47 geformten Querschnitten überein und weichen auch im Flächeninhalt nur wenig von diesen ab.

Die Gräben und sonstigen Wasserleitungen haben oft eine so bedeutende Länge, daß ihre zweckmäßige Querschnittsgestaltung sehr wichtig ist und sorgfältige Bearbeitung erfordert. Es ist aber nicht immer diejenige Querschnittsform, welche die kleinste Querschnittsgröße erfordert, die zweckmäßigste, da häufig noch Nebenumstände berücksichtigt werden müssen, z. B. die Veränderlichkeit der Wassermengen. Der Querschnitt muß imstande sein, die größtmögliche Wassermenge unschädlich abzuführen. Je kleiner nun die Wasserspiegelbreite ist, desto größer ist der mit der Zunahme der Wassermenge verbundene Wasserstandswechsel, es ist aber häufig sehr wichtig, diesen in engen Grenzen zu halten. Es ist ferner zu beachten, daß mit der Wassertiefe die Geschwindigkeit wächst und daß die Gerinnewandungen angegriffen werden und höhere Unterhaltungskosten erfordern, sobald die Geschwindigkeit

des Wassers gewisse Größen überschreitet. Bei Gerinnen im Auftrage ist eine große Tiefe auch wegen der schwierigeren Dichtung und der Sicherung der Wände gegen den inneren Wasserdruck zu vermeiden.

Die zweckmäßigsten mittleren Geschwindigkeiten für Erdgräben liegen zwischen 0,4 und 0,8 m; bei diesen werden die gewöhnlich vorkommenden Bodenarten noch nicht angegriffen, der Ablagerung von Schlamm und der Bildung von Wasserpflanzen aber wird entgegengewirkt. Gerinne mit befestigten Wandungen vertragen eine größere Wassergeschwindigkeit, wächst diese aber auf 2,5 bis 3 m, so werden auch gemauerte Wände stark angegriffen; sie werden insbesondere durch den vom Wasser mitgeführten Sand abgeschliffen, man muß diesen deshalb tunlichst von der Leitung zurückhalten. Größere Geschwindigkeiten als etwa 3 m wird man in der Regel nicht eintreten lassen; wird das Gefälle zu stark, so bricht man es entweder in Kaskaden oder vereinigt es in einzelnen, besonders widerstandsfähig auszubauenden Strecken. Auch zu geringe Geschwindigkeiten und Füllhöhen sind nachteilig; sie können dadurch vermieden werden, daß man der Sohle eine nach unten gekrümmte Form gibt oder das Niedrigwasser in einer vertieften Rinne zusammenhält.

Wenn die Wasserspiegelbreite B im Verhältnis zur Wassertiefe t sehr groß ist, so kann man $F = Bt$ und $R = t$ setzen, wodurch die Proberechnungen vereinfacht werden.

Die anzuwendenden Gleichungen lauten dann

$$v = c\sqrt{tJ} \text{ und}$$

(65) . . . . $$Q = B\sqrt{J} \cdot c t^{3/2}.$$

Um eine gegebene Wassermenge Q bei gegebenem Gefälle J abzuführen, kann man Querschnitte von sehr verschiedener Breite und Tiefe wählen. Es sei beispielsweise $Q = 3{,}0$ cbm und $J = 0{,}00024$. Alsdann ist für eine beliebige Tiefe t die Breite

$$B = \frac{3{,}0}{\sqrt{0{,}00024}} \cdot \frac{1}{c \cdot t^{3/2}} = \frac{193}{c \cdot t^{3/2}}.$$

Will man unter verschiedenen Querschnittsformen eine Auswahl treffen, so berechnet man am einfachsten für verschiedene Versuchswerte von t zunächst die Geschwindigkeit v, dann $F = \frac{Q}{v}$ und $B = \frac{F}{t}$. Nebenstehend sind für obiges Beispiel einige Geschwindigkeiten und Querschnittsgrößen zusammengestellt, um zu zeigen, wie verschieden diese Größen je nach der Wassertiefe ausfallen.

Querschnitte für $Q = 3{,}0$ cbm, $J = 0{,}00024$ und $n = 0{,}025$.

Wassertiefe t	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	m
Geschwindigkeit v . .	0,180	0,246	0,313	0,372	0,420	0,480	0,527	m
Querschnitt F	16,65	12,20	9,60	8,05	7,15	6,25	5,70	qm
Wasserspiegelbreite B	83,0	40,7	24,0	16,1	11,9	9,0	7,1	m

Den Böschungen gibt man in Torfboden häufig nur eine $^1/_2$fache Anlage ($\operatorname{ctg} \alpha = 0{,}5$), für Tonboden ist $\operatorname{ctg} \alpha$ nicht unter 1, besser = 1,5, in Sandboden nicht unter 2 bis 3 anzunehmen.

41. Wassermenge und Wasserstand. Wenn eine Flußstrecke hinsichtlich der Beschaffenheit ihres Bettes nach Form und Höhenlage unverändert bleibt, so ändert sich der Wasserstand lediglich nach Maßgabe der jedesmal abfließenden Wassermenge. In Artikel 23 wurde für die Beziehung zwischen Wasserstandswechsel und Wassermenge die Formel gefunden

$$(66) \quad \ldots\ldots \quad dz = \frac{dQ - F dv}{Bv},$$

welche sich aus $Q = Fv$ und $dF = B dz$ ergibt, und worin wie früher B die Wasserspiegelbreite und z die Füllhöhe über einer beliebig anzunehmenden festen Wasserhöhe (etwa Pegelnull) bedeutet. Der Ausdruck 66 läßt sich umformen, indem man

$$v = c\sqrt{RJ}$$

setzt. Man erhält daraus nämlich, wenn c und J innerhalb der in Betracht gezogenen Grenzen als unverändert angesehen werden,

$$dv = \frac{c}{2}\sqrt{\frac{J}{R}}\, dR = \frac{c\sqrt{RJ}}{2R}\, dR$$

oder

$$dv = \frac{v}{2R}\, dR.$$

Nun ist die Wasserspiegelbreite B in den Flußbetten stets bedeutend größer als die Wassertiefe und nur wenig von dem benetzten Umfange verschieden, so daß R sehr nahe gleich der mittleren Querschnittstiefe ist. Sieht man den Querschnitt als eine flache Parabel an (Abb. 49), so ist

$$F = \tfrac{2}{3} B (a + z)$$

und

$$R = \frac{F}{B} = \frac{\tfrac{2}{3} B (a + z)}{B} = \tfrac{2}{3}(a + z).$$

R ist also annähernd gleich $^2/_3$ der größten Tiefe.

Ebenso ist annähernd

$$dR = \tfrac{2}{3}\, dz,$$

und wenn dies in den obigen Ausdruck für dv eingesetzt wird, so erhält man

$$(67) \quad \ldots \quad dv = \frac{v\,dz}{3R} = \frac{v \cdot B\,dz}{3F}.$$

Setzt man den letzten Wert von dv in Gleichung 66 ein, so ergibt sich die einfache Beziehung

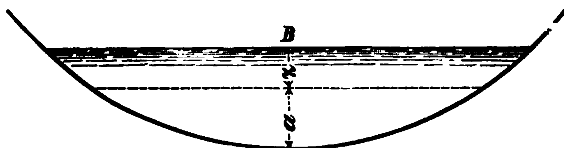
$$dz = \tfrac{3}{4} \cdot \frac{dQ}{Bv}.$$

Angenähert ist dann auch für kleine endliche Zuwachse Δz und ΔQ

$$(68) \quad \ldots \quad \begin{cases} \Delta z = \tfrac{3}{4} \cdot \dfrac{\Delta Q}{Bv} \text{ oder} \\ \Delta Q = \tfrac{4}{3}\, v \cdot B \Delta z = \tfrac{4}{3}\, v \cdot \Delta F. \end{cases}$$

Die Formeln 68 ermöglichen, den Zuwachs der Wassermenge für ein kleines Ansteigen des Wasserstandes oder die Änderung des Wasserstandes für eine gegebene Änderung der Wassermenge einzuschätzen. Die Zunahmen Δz oder ΔQ können, wenn man nur einen Näherungswert braucht, sogar ziemlich groß genommen werden, sofern nur innerhalb der Höhe Δz keine plötzliche Querschnittsänderung, wie im Falle der Ausuferung, stattfindet.

Abb. 49.



Beispiel 1. Eine Flußstrecke hat bei dem Wasserstande von 1,0 m am Pegel eine Breite $B = 150$ m und Fläche $F = 380$ qm; die Böschungen über Wasser seien $= 1:6$ geneigt und das Wasserspiegelgefälle $J = 260 \frac{\text{mm}}{\text{km}}$. Bei welchem Pegelstande wird eine Wassermenge von 600 cbm abgeführt, wenn die Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter mit dem Rauhigkeitsbeiwert $n = 0{,}028$ anzuwenden ist?

Lösung. Für den gegebenen Wasserstand + 1,0 m a. P. ist

$$R = \frac{380}{150} = 2{,}53 \text{ m}$$

und das zugehörige c einzuschätzen auf 43.

Es ist also

$$v = 43 \sqrt{2{,}53 \cdot 0{,}00026} = 1{,}10 \text{ m}$$

und

$$Q = 380 \cdot 1{,}10 = 418 \text{ cbm}.$$

Der Unterschied dieser Wassermenge von $Q = 600$ cbm ist zwar ziemlich groß, nichtsdestoweniger gibt die Formel 68 einen brauchbaren Näherungswert. Als erste Annäherung erhalten wir

$$\Delta z = \frac{3}{4} \cdot \frac{600 - 418}{150 \cdot 1{,}10} = 0{,}83 \text{ m}.$$

Da der berechnete Wert z doch noch einer weiteren Verbesserung bedarf, wählen wir $z = 0{,}80$ m. Die Berechnung liefert dann für die Füllhöhe von $+ 1{,}80$ m a. P.

$$F = 380 + 0{,}80 \cdot (150 + 6 \cdot 0{,}80) = 503{,}8 \text{ qm},$$
$$B = 150 + 2 \cdot 6 \cdot 0{,}80 = 159{,}6 \text{ m},$$
$$R = \frac{503{,}8}{159{,}6} = 3{,}15 \text{ m},$$

c eingeschätzt auf 45

$$v = 45 \sqrt{3{,}15 \cdot 0{,}00026} = 1{,}285 \text{ m},$$
$$Q = 503{,}8 \cdot 1{,}285 = 647 \text{ cbm}.$$

Die Wassermenge ist um 47 cbm zu groß, und die zweite Anwendung der Formel 68 liefert

$$\Delta z = \frac{3}{4} \cdot \frac{-47}{159{,}6 \cdot 1{,}285} = -0{,}17 \text{ m}.$$

Der gesuchte Pegelstand, bei welchem 600 cbm abfließen, liegt daher $0{,}80 - 0{,}17 = 0{,}63$ m höher als der beobachtete oder auf $+ 1{,}63$ m a. P. Wenn wir diesen Querschnitt berechnen, so erhalten wir

$$F = 380 + 0{,}63 (150 + 6 \cdot 0{,}63) = 476{,}9 \text{ qm},$$
$$B = 150 + 2 \cdot 6 \cdot 0{,}63 = 157{,}6 \text{ m},$$
$$R = 3{,}03 \text{ m}, \quad c = 45,$$
$$v = 45 \sqrt{3{,}03 \cdot 0{,}00026} = 1{,}260 \text{ m},$$
$$Q = 476{,}9 \cdot 1{,}260 = 602 \text{ cbm}.$$

Die Übereinstimmung ist daher völlig ausreichend.

Die Formel 68 liefert die Beziehung

$$\frac{\Delta Q}{\Delta F} = \frac{4}{3} v.$$

In Verbindung mit der in Artikel 34 gefundenen Beziehung für die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Hochwasserwellen, nämlich

$$U = \frac{\Delta Q}{\Delta F},$$

erhält man daraus die Formel 56. Es ist leicht zu ersehen, daß sich für ein sehr breites und gleichmäßig tiefes Flußbett ein etwas anderer Ausdruck für die Formeln 56 und 68 ergeben würde, denn in diesem Falle wäre R gleich der Wassertiefe, also auch $dR = dz$ zu setzen, und man erhält bei Wiederholung der früheren Rechnung

$$U = \frac{\Delta Q}{\Delta F} = \frac{3}{2} v.$$

Der Wert ist also etwas größer, als der für ein Flußbett mit parabelförmigem Querschnitt berechnete.

Die Beziehungen zwischen den Änderungen der Wassermengen und der Wasserstände gestalten sich sehr übersichtlich und einfach, wenn man den wirklichen Durchflußquerschnitten eine regelmäßige Figur anpaßt, wie solches bereits in Artikel 31 bei der Berechnung der Staukurven durch Einführung der Ersatzparabel geschehen ist. Solange das Wasser in seinem eigentlichen Bette fließt und

dessen Form einigermaßen regelmäßig ist, läßt sich die den Querschnitt ersetzende Parabel für die Wassermengenberechnungen stets mit einer für praktische Zwecke ausreichenden Genauigkeit anwenden.

In Artikel 31 wurde gefunden

$$\frac{F^3}{p} = \frac{32}{27} P (a + z)^4,$$

wo P das Parameter der Parabel, $a + z$ ihre Füllhöhe und F den Wasserquerschnitt bei dem beliebigen Wasserstande z bezeichnet. In Verbindung mit

$$Q = c \sqrt{\frac{F^3}{p} J}$$

erhält man die Formel

$$(69) \quad \ldots \quad Q = \sqrt{\frac{32}{27} P \cdot J} \cdot c\,(a + z)^2$$

und wenn Q_a die Wassermenge für die Füllhöhe a bedeutet und auch die Veränderlichkeit von c berücksichtigt wird,

$$(70) \quad \ldots \ldots \quad Q = Q_a \cdot \frac{c}{c_a} \left(\frac{a+z}{a}\right)^2.$$

Eine sehr genaue Ermittlung der den wirklichen Flußquerschnitt ersetzenden Parabel ist für die Rechnung nicht erforderlich. Die der Ersatzparabel entsprechende Füllhöhe bei dem Wasserstande $z = 0$ ist

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{F_0}{B_0},$$

wenn F_0 und B_0 die bei diesem Wasserstande durch Messung im Flusse bestimmten Werte sind.

Sind die Flächen und Breiten für die Wasserhöhen $z = 0$ und $z = z_1$ gegeben, so erhält man a mit besserer Anpassung an die Wirklichkeit aus der Gleichung

$$a + (a + z_1) = \frac{3}{2} \left\{\frac{F_0}{B_0} + \frac{F_1}{B_1}\right\}.$$

Der Parameter der Ersatzparabel ist allgemein (s. S. 123) $P = \frac{B^3}{6\,F}$ und kann in diesem Sonderfalle mit

$$P = \frac{1}{2} \left[\frac{B_0^{\,3}}{6\,F_0} + \frac{B_1^{\,3}}{6\,F_1}\right]$$

angenommen werden.

Zur Bestimmung des Beiwertes c ist

$$R = \tfrac{2}{3} \cdot \text{Füllhöhe} = \tfrac{2}{3}\,(a + z)$$

anzunehmen.

Die Formeln 69 und 70 sind zur näherungsweisen Berechnung der Wassermengen für gegebene Wasserstände sowie derjenigen

Wasserstände, bei welchen eine gegebene Wassermenge abfließt, sehr gut geeignet, jedoch nur bis zu der Wasserhöhe des bordvollen Querschnitts, da die Hochwasserquerschnitte nicht mehr durch die Parabel ersetzt werden können.

Beispiel 2. Für die Flußstrecke des ersten Beispiels ist bei dem Wasserstande von 1,0 m a. P. ($z = 0$)

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{380}{150} = 3{,}80 \text{ m}$$

und

$$P = \frac{150^3}{6 \cdot 380} = 1480 \text{ m},$$

ferner

$$R = \frac{2}{3} a = 2{,}53 \text{ m}$$

und

$$c = 43.$$

Es ist daher nach Formel 69

$$Q_a = \sqrt{\frac{32}{27} 1480 \cdot 0{,}00026} \cdot 43 \cdot 3{,}80^2$$
$$= 0{,}675 \cdot 43 \cdot 3{,}80^2 = 418 \text{ cbm},$$

was mit der Berechnung in Beispiel 1 genau übereinstimmt.

Für $z = 0{,}63$ m ist

$$R = \frac{2}{3}(3{,}80 + 0{,}63) = 2{,}95 \text{ m},$$
$$c = 45$$

und

$$Q = 0{,}675 \cdot 45 \cdot (3{,}80 + 0{,}63)^2 = 595 \text{ cbm}$$

und auch das stimmt mit der früheren Berechnung hinreichend genau überein.

Beispiel 3. Bei welchem Wasserstande ist in der obigen Flußstrecke die Wassermenge = 950 cbm?

Nachdem in gleicher Weise wie früher $a = 3{,}80$ m und $P = 1480$ gefunden ist, erhält man das gesuchte z aus der Gleichung 69

$$950 = \sqrt{\frac{32}{27} 1480 \cdot 0{,}00026} \cdot c\,(3{,}80 + z)^2$$

oder

$$c\,(3{,}80 + z)^2 = 1407.$$

Wird c vorläufig auf 45 eingeschätzt, so erhält man

$$z = 1{,}80 \text{ m}.$$

Das zugehörige c für $R = \frac{2}{3}(3{,}80 + 1{,}80)$ ist 47 und dies gibt den genaueren Wert

$$z = 1{,}67 \text{ m}.$$

Für manche Zwecke läßt sich sowohl die Ersatzparabel mit den Formeln 69 oder 70, als auch die Formel 68 bequem anwenden, wie aus dem folgenden Beispiel ersichtlich ist.

Beispiel 4. Durch Querschnitts- und Geschwindigkeitsmessung sei bei dem Pegelstande + 0,80 m gefunden $F = 96$ qm, $B = 68$ m und $Q = 62$ cbm. Wie groß ist ungefähr die Wassermenge bei dem Pegelstande + 1,20 m?

Erste Lösung. Für die Ersatzparabel ist

$$a = \frac{3}{2} \frac{96}{68} = 2{,}12 \text{ m}$$

und

$$z = 1{,}20 - 0{,}80 = 0{,}40 \text{ m},$$

ferner ist hinreichend genau

$$c = c_a.$$

Also nach Formel 70

$$Q = 62\left(\frac{2{,}12 + 0{,}40}{2{,}12}\right)^2 = 87{,}5 \text{ cbm}.$$

Zweite Lösung. Es ist

$$v = \frac{62}{96} = 0{,}646 \text{ m}$$

und nach Formel 68

$$\Delta Q = \frac{4}{3} \cdot 0{,}646 \cdot 68 \cdot 0{,}40 = 23{,}4.$$

Daher

$$Q = 62 + 23{,}4 = 85{,}4 \text{ cbm}.$$

Durch Anwendung der gegebenen Formeln werden die Berechnungen sehr vereinfacht, indem man die zeitraubenden Ausrechnungen von F, p, R und v nicht stets von neuem für alle in Betracht kommenden Füllhöhen anzustellen braucht. Der Genauigkeitsgrad ist in der Regel völlig ausreichend und oft sogar überraschend groß, da die Ersatzparabel sich den wirklichen Flußbetten hinsichtlich der Flächengrößen gut anpassen läßt, auch ohne daß ihre günstigste Form und Lage nach den Regeln der Wahrscheinlichkeitsrechnung mathematisch genau ermittelt wird.

42. Flußbett und Wasserstand. Die Form und Größe der Flußbetten läßt sich nach den in Artikel 40 und 41 angegebenen Gesichtspunkten für gegebene Fälle untersuchen und, wenn es sich um einen erst zu schaffenden Abfluß handelt, entwerfen. Indessen kommt in der Praxis seltener die Herstellung eines neuen Flußbettes in Betracht als der Ausbau und die Abänderung eines vorhandenen. In den Flußbetten ist ferner die abzuführende Wassermenge meistens sehr veränderlich, und es ist wichtig, den Einfluß derjenigen Querschnittsveränderungen, die man vorzunehmen beabsichtigt, sorgfältig für alle vorkommenden Wassermengen zu untersuchen. Als Grundlage der Untersuchungen ist auch hier wieder die Geschwindigkeitsformel $v = c\sqrt{RJ}$ anzuwenden.

Wir haben am Schlusse des Artikels 40 bereits gesehen, daß mit der mittleren Wassertiefe die Geschwindigkeiten wachsen und die zur Abführung der gegebenen Wassermenge erforderlichen Querschnittsflächen kleiner werden. Das Gefälle einer längeren Flußstrecke ist meistens von Natur gegeben und läßt sich, wenn von Stauanlagen und dem Einbau von Kaskaden abgesehen wird, nicht erheblich verändern. Ebenso sind die abfließenden Wassermengen im allgemeinen als durch die Niederschläge des oberen Flußgebiets gegebene Größen anzusehen. Dagegen ist das Bett und seine Füllhöhe veränderlich.

Der Zusammenhang ist durch die Formeln

$$v = c\sqrt{RJ}$$

und

$$Q = Fv$$

gegeben. Da Q sich der Voraussetzung nach nicht ändert und auch J unverändert bleibt, so ist

$$c\sqrt{\frac{F^3}{p}} = \frac{Q}{\sqrt{J}}$$

eine unveränderliche Größe. Solange es sich um dieselbe Wassermenge Q handelt, kann auch c näherungsweise als unverändert bleibend angesehen werden, und es gilt folglich der Satz:

(71) Der Ausdruck $\frac{F^3}{p}$ bleibt bei allen Querschnittsveränderungen einer Flußstrecke unverändert, und sein Wert hängt nicht von der Querschnittsform, sondern nur von der Wassermenge ab.

Bleibt nun auch die Sohle des Flußbettes unverändert, wird also die künstliche Querschnittsveränderung nicht durch natürliche Verlandung oder Austiefung ausgeglichen, so muß der durch die obige Bedingung gegebene Wasserquerschnitt sich durch Hebung oder Senkung des Wasserspiegels einstellen. Es hat somit im allgemeinen jeder Einbau in das Flußbett eine Hebung, jede Austiefung oder Verbreiterung eine Senkung des Wasserspiegels zur Folge.

Beispiel. Für eine Flußstrecke sei gegeben $F = 240$ qm und die Wasserspiegelbreite $B = 200$ m. Das Flußbett soll auf 120 m Breite eingeschränkt werden, wodurch von dem ursprünglichen Querschnitt eine Fläche von 70 qm verbaut wird. Welche Hebung des Wasserstandes findet statt, wenn die Sohle unverändert bleibt?

Die gesuchte Hebung sei $= \Delta z$ m. Dann ist der neue Wasserquerschnitt

$$240 - 70 + 120 \cdot \Delta z = 170 + 120 \cdot \Delta z,$$

und es kann der benetzte Umfang gleich der jedesmaligen Wasserspiegelbreite, also $= 120$ bezw. $= 200$ m gesetzt werden. Die Bedingungsgleichung lautet

$$\frac{(170 + 120 \cdot \Delta z)^3}{120} = \frac{240^3}{200}$$

und liefert

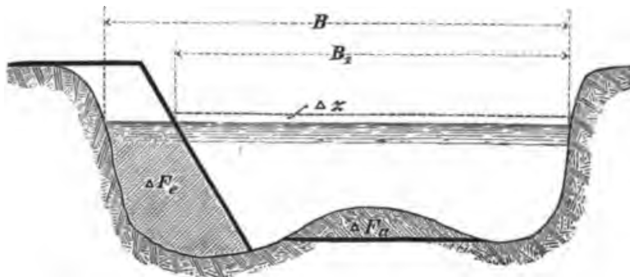
$$\Delta z = 0{,}27 \text{ m}.$$

In diesem Beispiele verursacht die Einschränkung eine nicht unbedeutende Hebung des Wasserstandes. In dem neuen Querschnitt stellt sich bei der gleichen Wassermenge eine um 0,27 m größere Füllhöhe ein als in dem alten. Der Querschnittszuwachs durch Hebung des Wasserspiegels ist aber nicht so groß als die im Flußbett verbaute Fläche von 70 qm, denn er beträgt nur $120 \cdot 0{,}27 = 32{,}4$ qm.

Wir wollen nun annehmen, daß das Flußbett durch Regelung teilweise verbaut und daneben auch teilweise vertieft wird. Für den ursprünglichen Querschnitt ist F die Fläche und B die Wasserspiegelbreite, für den herzustellenden Querschnitt sei die Wasserspiegelbreite $= B_1$ und die unter der ursprünglichen Wasserspiegellinie vorhandene Querschnittsfläche, $= F_1$. Die Hebung des Wasserstandes in dem neuen Querschnitt sei $= \Delta z$, so daß seine ganze Fläche $= F_1 + B_1 \Delta z$ ist. Es sei ferner (s. Abb. 50)

ΔF_e = Fläche der Einbauten, ΔF_a = Fläche der Austiefungen des ursprünglichen Querschnitts.

Abb. 50.



Alsdann gelten die Gleichungen

$$F_1 = F - \Delta F_e + \Delta F_a$$

und, indem $p = B$ gesetzt wird,

$$(72) \quad \ldots\ldots \quad \frac{F^3}{B} = \frac{(F_1 + B_1 \Delta z)^3}{B_1}.$$

Daraus ergibt sich

$$(73) \quad \ldots \quad \Delta z = \frac{F \sqrt[3]{\frac{B_1}{B}} - F + \Delta F_e - \Delta F_a}{B_1}.$$

Ferner ist wegen Gleichheit der Wassermengen

$$v_1 : v = F : F_1 + B_1 \Delta z$$

und in Verbindung mit Gleichung 72

$$(74) \quad \ldots\ldots\ldots \quad v_1 = v \sqrt[3]{\frac{B}{B_1}}.$$

Die Formeln 72 bis 74 sind ausreichend, um den Einfluß der Veränderungen des Flußbettes zu beurteilen und zu berechnen. F_1 ist kleiner oder größer als F, je nachdem die verbaute Querschnittsfläche ΔF_e größer oder kleiner ist als die Austiefung ΔF_a, welche entweder durch Baggerung künstlich vorgenommen oder durch die Wirkung der Strömung entstanden ist; ein negatives Δz bedeutet, daß keine Hebung, sondern eine Senkung des Wasserstandes eintritt.

Soll der Wasserstand durch die Regelung nicht verändert werden, so muß der Zähler auf der rechten Seite der Gleichung 73 gleich Null werden. Hieraus findet man die Austiefung, welche nötig ist, um den Einfluß der Verbauung auszugleichen, nämlich

$$(75) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \varDelta F_a = \varDelta F_e + F\sqrt[3]{\frac{B_1}{B}} - F.$$

Bemerkenswert ist der Fall, daß die Wasserspiegelbreite unverändert bleibt und die Eingriffe in den Flußquerschnitt sich nur auf den untergetauchten Teil erstrecken. Aus $B_1 = B$ folgt nach Formel 74 $v_1 = v$ und nach Formel 72 $F = F_1 + B_1 \varDelta z$, d. h. die mittlere Geschwindigkeit wird durch die Regelung nicht verändert, und das Gleiche gilt hinsichtlich der Durchflußflächen. Die unter der ursprünglichen Wasserlinie stattgehabte Querschnittsverkleinerung $\varDelta F_e - \varDelta F_a$ wird alsdann nach Formel 73 durch die Hebung des Wasserspiegels ersetzt.

In dem obigen Beispiel ergab sich $\varDelta z = 0{,}27$ m und der Querschnittszuwachs durch Hebung des Wasserspiegels $= 120 \cdot 0{,}27 = 32{,}4$ qm. Ebenso groß muß der Flächeninhalt der Austiefung sein, wenn gar keine Hebung stattfinden soll. Die Formel 73 liefert für $\varDelta z = 0$

$$240\sqrt[3]{\frac{120}{200}} - 240 + 70 - \varDelta F_a = 0,$$
$$\varDelta F_a = 202{,}4 - 240 + 70 = 32{,}4 \text{ qm}.$$

Einbauten, die bis über den Wasserspiegel reichen und dessen Breite einschränken, haben stets nicht bloß eine Hebung des Wasserstandes, sondern auch eine Vergrößerung der Geschwindigkeit zur Folge. Der Querschnitt wird kräftiger durchströmt, und dadurch kann die anfänglich eingetretene Hebung des Wasserstandes allmählich wieder ausgeglichen werden, ja, durch fortgesetzte Austiefung der Sohle kann sogar eine Senkung des Wasserstandes herbeigeführt werden. Auf solche Wirkungen darf jedoch nicht in allen Fällen gerechnet werden; sie sind in Felsboden ganz ausgeschlossen und selbst in Flußbetten von weniger festem Gefüge kaum zu erwarten, wenn das Gefälle und die Geschwindigkeit überhaupt nur gering sind. Etwas anderes ist die Wirkung der ganz eingetauchten Einbauten. Sie beschränkt sich nach der Rechnung auf die Hebung des Wasserstandes, ohne eine Verstärkung der Strömungsgeschwindigkeit zu verursachen. Das ist in Wirklichkeit nicht unbedingt richtig, denn die Rechnung trifft nur so lange zu, als durch die Einbauten die Form des Querschnitts nicht wesentlich verändert wird. Immerhin kann man aus dem vorstehenden folgern, daß hohe Einbauten erforderlich sind, wenn man die Abflußgeschwindigkeit auch bei mittleren und höheren Wasserständen verstärken will. Ist jedoch eine Vergrößerung der

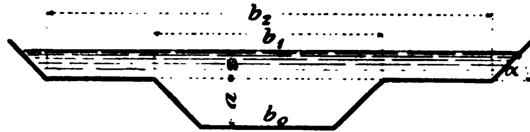
Wassertiefe bei höheren Wasserständen weder für die Schiffahrt noch aus anderen Rücksichten nötig, eine Hebung des Wasserspiegels aber wegen Behinderung der Vorflut oder Vermehrung der Hochwassergefahren unerwünscht, so ist es nicht zweckmäßig, die Einbauten in größerer Höhe auszuführen, als für die Zwecke, denen sie zu dienen haben, unbedingt notwendig ist. War der Zweck der Regelung darauf gerichtet, durch Verstärkung der Strömung eine Vertiefung des Flußbettes zu erzielen, so kann es angezeigt sein, die Einbauten zunächst in größerer Höhe auszuführen und später, wenn der beabsichtigte Erfolg erreicht ist, teilweise abzutragen.

In einem breiten und flachen Bett erfordert die Abführung einer gegebenen Wassermenge Q einen größeren Durchflußquerschnitt F als in einem Flußbett von geringerer Wasserspiegelbreite und größerer Tiefe. Das breitere Bett gewährt dagegen den Vorteil, daß die Füllhöhen, bei denen größere Wassermengen abgeführt werden, langsamer wachsen, der Wasserstandswechsel weniger groß wird. Dieser Umstand ist besonders wichtig, wenn die Ufer niedrig sind; man muß alsdann in der Einschränkung der Breite sehr vorsichtig sein, um eine Verschlechterung der Vorflut zu vermeiden. Eine solche Wirkung kann am leichtesten bei den mittleren Abflußmengen eintreten, und sie wird gerade hier oft sehr störend empfunden. Bei den ganz niedrigen Wasserständen wird die Verminderung der Breite meistens durch eine Vertiefung des Bettes ausgeglichen, eine Hebung der Niedrigwasserstände ist außerdem in vielen Fällen nicht nachteilig, sondern sogar erwünscht. Bei den sehr hohen Wasserständen, bei denen die Ufer überschwemmt sind, kommt es auch weniger auf die Breite des eigentlichen Flußbettes an, das nur einen Teil der Hochwassermenge abzuführen hat. Wenn dagegen in regenreichen Sommerzeiten der Fluß eine reichliche Mittelwassermenge abzuführen hat, die sein Bett bis nahe zur Uferhöhe anfüllt, ist es mit Rücksicht auf die Vorflut oft von großer Bedeutung, ob die gegebene Wassermenge bei einem etwas höheren oder niedrigeren Pegelstande abgeführt wird.

43. Querschnitte mit Hoch- und Mittelwasserbett. Das höchste Ziel, ein Flußbett so auszubauen, daß alle vorkommenden Wassermengen darin abfließen, ohne das Bett anzugreifen oder Sinkstoffe abzulagern, ist in der Wirklichkeit nicht zu erreichen, und je größer die Schwankungen der Wassermengen sind, desto schwerer ist es, beiden Bedingungen gerecht zu werden. Sehr häufig wendet man in der Praxis den in Abb. 51 dargestellten Querschnitt an. Das Wasser, welches gewöhnlich nur in dem unteren Teile des Bettes fließt, füllt diesen bei zunehmender Wasser-

menge ganz an und breitet sich weiterhin in dem oberen Teile aus. Die Vorteile dieser Anordnung sind leicht zu erkennen. Das Kleinwasser wird in einem Bette von mäßiger Breite zusammengehalten und behält deshalb eine gewisse Strömungsgeschwindigkeit. Die Höhe der großen Anschwellungen wird dagegen durch die Ausbreitung des Wassers in dem oberen Hochwasserbett ermäßigt, und zugleich mit dem Wasserstande ermäßigt sich auch die Strömungsgeschwindigkeit so weit, als zur Sicherstellung der Sohle und der Ufer erforderlich ist.

Abb. 51.



Für die Berechnung der Geschwindigkeiten und Wassermengen ist der Querschnitt in der aus der Abb. 51 ersichtlichen Weise zu zerlegen. Für den mittleren Teil ist

$$F_1 = \frac{b_0 + b_1}{2} a + b_1 z$$

und

$$R_1 = \frac{F_1}{b_1},$$

für die seitlichen Teile

$$F_2 = (b_2 - b_1) z + \operatorname{ctg}\alpha \cdot z^2$$

und

$$R_2 = \frac{F_2}{b_2 - b_1 + 2z\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2\alpha}},$$

und die ganze Wassermenge ist

$$(76) \quad . \; . \; . \quad Q = \sqrt{J}\,\{F_1 c_1 \sqrt{R_1} + F_2 c_2 \sqrt{R_2}\}.$$

Wollte man diese Einteilung unterlassen und den ganzen Querschnitt einheitlich behandeln, so würde man zu ganz unzutreffenden Ergebnissen gelangen, weil die in Artikel 29 behandelten Gesetze der gleichförmigen Bewegung des Wassers einen regelmäßigen Querschnitt voraussetzen, dessen Breiten mit zunehmender Tiefe allmählich wachsen. Kommen andere ganz unregelmäßige Querschnitte in Betracht, so ist ihre Einteilung nach den jedesmaligen Umständen zu treffen. Am besten ist es aber, Wassermengenrechnungen nur für regelmäßige Querschnitte auszuführen.

Bisweilen sind Veränderungen des bestehenden Zustandes erwünscht, und namentlich in Gebirgsflüssen kommt es vor, daß an der einen Stelle eine Aufhöhung des Flußbettes und der Ufer, an anderen wiederum eine Austiefung angestrebt wird. In dem ersten Falle wird es zweckmäßig sein, die Sohle der seitlichen Querschnitteile

ziemlich tief zu legen, so daß die Strömungsgeschwindigkeit schon bei kleinen Anschwellungen ermäßigt wird, während es im zweiten Falle zweckmäßig ist, das Wasser tunlichst lange in einem engen Bette zusammenzuhalten und nur für die größeren Hochfluten eine Querschnittserweiterung eintreten zu lassen. In solcher Weise tritt die Form und Größe der Querschnitte in enge Beziehung zu den Regelungsaufgaben. Wenn beispielsweise Geschiebemassen in einen Gebirgsfluß gelangen und deren Ablagerung an einer Stelle mit flachen Ufern besonders nachteilig sein würde, kann man der Gefahr dadurch vorbeugen, daß die Ablagerung schon oberhalb durch entsprechende Umformung des Querschnitts herbeigeführt wird.

In den Niederungen ist insbesondere in solchen Fällen ein besonderes Hochwasserbett anzulegen, wo der höchste Wasserstand nur wenig über den gewöhnlichen ansteigen, dieser aber nicht tief gesenkt werden soll. Derartige Fälle kommen häufig vor, und die Aufgabe, wechselnde Wassermengen bei nur wenig veränderlichen Füllhöhen abzuleiten, erfordert Umsicht und Geschick. Die Anlegung von Sperrschleusen, um das Niedrigwasser anzuspannen und eine zu tiefe Austrocknung der Niederung in der trockenen Jahreszeit zu verhindern, wird dabei neben richtiger Wahl der Quer- und Längenschnitte in der Regel von Nutzen sein.

Wie Abb. 54 erkennen läßt, entstehen auch bei Eindeichungen Doppelprofile, da der Deich eines schützenden Vorlandes bedarf und auch die Hochwasserabführung es nicht gestatten würde, den Deich dicht an das Mittelwasserbett zu rücken.

44. Eindeichungen. Die Deiche sollen niedrig gelegene Ländereien gegen das Eindringen von Hochwasserfluten schützen. Im oberen Stromgebiet werden sie meist im Frühjahr, wenn infolge der Schneeschmelze große Wassermassen im Strom abgeführt werden, am stärksten beansprucht. Durch anhaltende Regenfälle herbeigeführte Sommerfluten erreichen nur ausnahmsweise die Höhe starker Frühjahrshochwasser. An den der Ebbe- und Flutbewegung ausgesetzten Meeren sollen dagegen die Deiche das Land auch gegen die täglich eintretenden Hochwasser schützen. Sie werden insbesondere an den deutschen Meeresküsten dann am stärksten beansprucht, wenn auflandige Stürme im Verein mit der Wirkung der Gestirne den Wasserspiegel in außergewöhnlicher Weise heben. In dem Tidegebiet der Ströme bilden die Deiche den Übergang von den Stromdeichen zu den Seedeichen.

Die Deichbauten im oberen Stromgebiete entsprangen in erster Linie dem Bestreben, den seit Jahrhunderten durch fruchtbare Beschlickung aufgehöhten Uferrand landwirtschaftlich auszunutzen. Erst später legte man Deiche als Hochwasserleitwerke an, um dem

Strome auch bei höheren Wasserständen einen geregelten, mit dem Mittelwasserbett möglichst übereinstimmenden Lauf zu sichern. Dadurch ist es zu erklären, daß viele älteren nur zur Gewinnung fruchtbaren Ackerlandes ausgeführten Deiche vom stromtechnischen Standpunkte als unzweckmäßig angelegt zu bezeichnen sind. Einzelne Uferbesitzer und Gemeinden suchten das ihnen gehörige Land mit dem geringsten Kostenaufwande einzudeichen, ohne auf ihre Nachbarn oder auf die Abflußverhältnisse des Stromes Rücksicht zu nehmen. Derartige in unregelmäßigen Linien gegen den Stromlauf vortretende Deiche bilden oftmals in starkem Maße Abflußhindernisse. Deiche, die lediglich den Hochwasserstrom regeln, und seitliche Ausbuchtung des Stromtales von der Wasserbewegung ausschließen sollen, werden oft nur am oberen Ende an die Hochufer geschlossen und heißen dann Flügeldeiche.

Deiche, die den Schutz gegen alle Fluten, namentlich auch gegen die Frühjahrshochwasser gewährleisten sollen, werden Winterdeiche genannt. Die niedrigen im Vorlande belegenen Sommerdeiche sollen dagegen nur das Sommergetreide und die Heuernte gegen die in der Wachstumzeit vorkommenden Fluten schützen. Da sie bei höheren Wasserständen überströmt werden, ist die innere Böschung sehr flach auszubilden, um den Übersturz des Wassers zu mäßigen. Schlafdeiche haben ihre Aufgabe, das Wasser zu kehren, an neue, weiter gegen den Strom oder die See vorgeschobene Deiche abgegeben. Schardeiche liegen hart am Strom, ohne durch Vorländer gegen unmittelbare Unterspülung geschützt zu sein. Die Seedeiche haben in der Regel stärkere Abmessungen als die Stromdeiche, da sie nicht allein dem Wasserdruck der Sturmfluten, sondern auch dem Angriffe der Wellen zu widerstehen haben.

Für den Wasserbauer kommt in der Regel nur die Erhaltung und die Verbesserung bestehender Deichanlagen in Betracht. Handelt es sich dennoch um die Ausführung neuer Deiche, so sind Rücksichten stromtechnischer und wirtschaftlicher Art in gleicher Weise maßgebend; die Deichanlagen dürfen den Abflußvorgang nicht in nachteiliger Weise beeinflussen und die erhöhten Bodenerträge der eingedeichten Niederungen müssen den Kostenaufwand rechtfertigen.

Die seit Jahrhunderten vorhandenen Deiche, bei deren Anlage selten stromtechnische Rücksichten, sondern nur der für das eingedeichte Land unmittelbar erwachsende Nutzen maßgebend war, haben das Überschwemmungsgebiet der Ströme in sehr bedeutendem Maße eingeschränkt. An der Elbe sind von 6172 qkm, die ehemals der Hochwasserüberschwemmung ausgesetzt waren, nur noch 1528 qkm vorhanden, an der Oder von 3709 qkm nur noch 859 qkm,

im preußischen Weichselgebiet von 2470 qkm nur noch 389 qkm. Es ist also das Überschwemmungsgebiet auf $^1/_4$ bis $^1/_5$ der ursprünglichen Ausdehnung eingeschränkt worden.

Da die großen Mengen der im oberen Stromtale gelösten Sinkstoffe auf den Vorländern des Mittel- und Unterlaufes räumlich sehr begrenzte Ablagerungsflächen finden, werden die Vorländer und das Strombett in starkem Maße aufgehöht. Eine Ausnahme hiervon bilden nur solche Flußstrecken, in denen sowohl das Mittelwasserbett als auch, infolge sehr geringer Entfernung der beiderseitigen Deiche, das Hochwasserbett so eingeschränkt ist, daß die Strömung die Ablagerung der Sinkstoffe verhindert. Da die eingedeichten Flächen der Aufhöhung durch die Sinkstoffe des Flusses ganz entzogen sind, wird ihre Entwässerung im Laufe der Zeit immer mehr erschwert, und die der landwirtschaftlichen Ausnutzung schädliche Hebung des Grundwasserstandes zwingt oftmals zur Einführung einer künstlichen Entwässerung. Gleichzeitig bewirken die Deiche eine Umformung der Hochwasserwelle, deren Höhe vergrößert wird, während die Länge der Anschwellung abnimmt und die Fortschrittsgeschwindigkeit wächst. Die Hochwasserentwicklung im Mittel- und Unterlauf nähert sich infolge der Eindeichung derjenigen im Gebirge, die Deiche müssen fortgesetzt erhöht werden, um die Niederung auch gegen den gehobenen Wasserstand des Flusses zu schützen. Während in der Niederung die Überschwemmungen mit fruchtbarem schlickreichen Wasser fehlen, wird ihr bei höheren Flußwasserständen das nahezu filtrierte und darum ganz unfruchtbare Qualm- oder Drängwasser zugeführt. Wenn bei fortgesetzter Erhöhung des Flußbettes und der Deiche der Fluß mehr und mehr über die Niederung hinauswächst, wird die Sicherung des Deiches gegen die Hochfluten immer schwieriger, und die Folgen von Deichbrüchen werden verderblicher. Der Hoang-ho, genannt der „Kummer Chinas“, kann als lebendigstes Beispiel hierfür dienen, aber auch an zahlreichen anderen Strömen hat die Eindeichung eine bedenkliche Lage geschaffen. Alle diese Umstände haben die Lage der eingedeichten Niederungen vielfach so ungünstig beeinflußt, daß ernstlich daran gedacht wird, Winterdeiche wiederum in Sommerdeiche zu verwandeln, um den mit Sinkstoffen beladenen Winterfluten den Zugang zu den Niederungen zu eröffnen, eine Maßregel, die sich indessen in den bewohnten Niederungen der Ströme nur sehr schwer ausführen läßt.

An der See stellen sich große Nachteile dann ein, wenn die Eindeichung eines Polders erfolgt war, ehe das Land „reif“ war; an der Nordsee ist dazu erforderlich, daß die Aufschlickung das einzudeichende Land mindestens auf 1 m über mittleres Hochwasser

erhöht hat. Durch die größere Austrocknung des eingedeichten Landes findet nämlich im Laufe der Zeit eine so starke Senkung der Niederungsflächen statt, daß die natürliche Entwässerung untunlich wird, sofern das Land anfangs eine zu niedrige Lage hatte.

Die Deichsicherung ist nur dann ohne Aufwendung außergewöhnlicher Mittel durchzuführen, wenn der Deich ein genügendes Vorland hat und von der Strömung des Wassers nicht quer getroffen wird. Die für die Ausführung von Deichen geeignetste Erde besteht aus einem Gemisch von Ton und Sand, das dicht ist und beim Austrocknen nicht reißt. In den Marschen wird vorzugsweise der fette tonige Kleiboden verwendet. Wo gute Deicherde nur in geringen Mengen zur Verfügung steht, kann der Deich bei genügender Stärke in seinem Kerne aus Sand hergestellt werden, dieser Kern muß aber eine mindestens 0,5 m starke Kleibedeckung erhalten. Zweckmäßige Abmessungen der Deichkörper lassen die Abb. 52 und 53 erkennen, von denen die erste

Abb. 52.

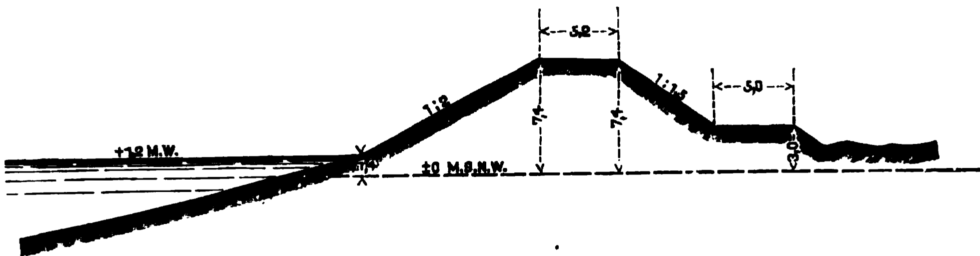
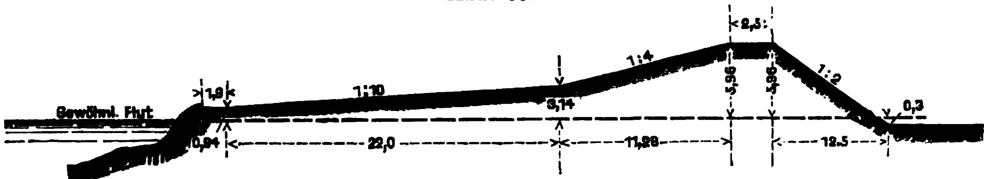


Abb. 53.

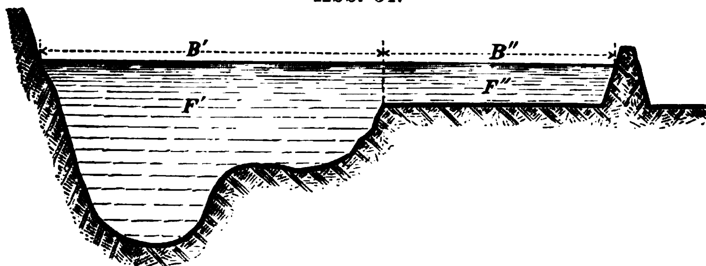


einen Deich an der Oberelbe in der Nähe der Flutgrenze, die zweite den beim Kaiser-Wilhelm-Koog an der Elbmündung ausgeführten Deich im Querschnitt darstellt.

Die Deiche sind hinsichtlich des Wasserabflusses als Einschränkungswerke anzusehen (s. Abb. 54). Je enger sie aneinander gerückt werden, je kleiner also die Breite des Hochwasserquerschnitts gemacht wird, desto größer muß die zur Abführung einer bestimmten Hochwassermenge erforderliche Füllhöhe werden, und einen desto höheren Stand erreicht das Hochwasser. Der Einfluß wird noch

durch den Umstand vermehrt, daß die abzuführende Hochwassermenge durch die Eindeichungen unter Umständen recht erheblich vergrößert wird. Alle Abflußhindernisse sind deshalb zu beseitigen

Abb. 54.



und namentlich ist zur Verhinderung weiterer Aufhöhungen des Vorlandes dieses von Weidenpflanzungen, welche die Zurückhaltung der Sinkstoffe fördern, freizuhalten.

45. Das Gefälle. In Gerinnen und Gräben, welche nur eine kleine Wassermenge abzuführen haben, ist auch die Wassertiefe nur klein, und es muß, wenn die Geschwindigkeit nicht unter eine gewisse Größe heruntergehen soll, ein ausreichendes Gefälle vorhanden sein. Den unterirdischen Straßenkanälen der Entwässerungsanlagen gibt man daher gern ein Gefälle von wenigstens 1 : 300, wobei die feineren im Wasser schwebenden Teilchen bei mittlerer Füllhöhe des Kanalquerschnitts noch mitgeführt werden. Die Anschlußleitungen erhalten gewöhnlich ein geringstes Gefälle von 1 : 150, dagegen Hauptsammler häufig unter 1 : 2000. Kleine Gräben erhalten selten ein kleineres Gefälle als 1 : 500, während man für Hauptgräben oft mit Gefällen von 1 : 4000 bis 1 : 10 000 und noch weniger auskommt.

Wo ein bedeutendes Gesamtgefälle zur Verfügung steht, ist es leicht, dem Wasserlauf bei entsprechendem Sohlengefälle einen passenden Querschnitt zu geben, denn ein zu großes Sohlengefälle läßt sich dadurch vermeiden, daß der Längenschnitt eine treppenartige Form erhält. Ein solcher stufenartiger Ausbau der Sohle ist das allgemeine Mittel zur Regelung der Wildbäche. Durch kleine Talsperren, welche die ganze Breite der Schlucht einnehmen, wird in nicht genügend widerstandsfähigem Boden die schädliche Austiefung der Sohle verhindert. Die Geschiebe sammeln sich alsdann oberhalb der Sperre an, und wenn die Aufhöhung bis zur Krone der Bauwerke vorgeschritten ist, läßt sich das Verfahren nötigenfalls wiederholen. Wo man dagegen eine Austiefung herbeizuführen wünscht, hält man das Wasser durch Einschränkungs-

werke zusammen. Große Veränderungen des Längenschnittes der Flußbetten können durch solche Werke herbeigeführt werden. Erst wenn dieser Zweck erreicht ist und es nun sich darum handelt, den Längenschnitt unverändert zu erhalten, ist es an der Zeit, dem Bette diejenige Form und Größe zu geben, bei welcher ein durchschnittlicher Gleichgewichtszustand zwischen der Stoß- oder Schleppkraft des fließenden Wassers und den zu bewegenden Sinkstoffen eintritt

Bei der Anlage von Entwässerungsgräben ist das Gefälle von der Länge l und dem Höhenunterschiede h zwischen Anfangs- und Endpunkt abhängig. Die Höhenlage des Wasserspiegels am Anfangspunkte ist durch die örtlichen Verhältnisse und den Zweck der Anlage gegeben; das Gefälle h hängt daher von der Wasserstandshöhe des Aufnahmebehälters am Endpunkte des Entwässerungsgrabens ab. Dieser ist so zu wählen, daß das Neigungsverhältnis $J = \frac{h}{l}$ günstig wird. Eine eingedeichte Niederung läßt sich häufig am besten dadurch entwässern, daß man den Graben erst an einem stromabwärts gelegenen Punkte in den Fluß einleitet, und der Vorteil, den man dabei erzielt, ist um so bedeutender, je stärker das Gefälle des Flusses ist. Zugleich wird durch eine solche Verlegung der Einmündung des Grabens der Rückstau bei Hochwasser wirksam vermindert. In den Entwässerungsgräben von Niederungen, denen gewöhnlich nur ein geringes Sohlengefälle gegeben werden kann, muß jeder Verlust an Gefälle um so sorgfältiger vermieden werden, je kleiner das Gesamtgefälle h ist. Solche Anlagen erhalten daher ein tiefes und nicht zu enges Bett, Verengungen bei Brücken und scharfe Biegungen bei dem Richtungswechsel oder bei den Zu- und Ableitungen sind zu vermeiden und das Grabenbett sorgfältig zu unterhalten.

46. Mündungsstrecken. Die Regel, daß der Wasserstand eines Flusses um so höher ansteigt, je größer seine Wassermenge ist, trifft an der Einmündung in das Meer oder einen großen Binnensee nicht mehr zu, weil daselbst die Wasserhöhe des Aufnahmebeckens für den Wasserstand der Mündungsstrecke allein maßgebend ist. So lange der Seewasserspiegel unverändert bleibt, müssen die wechselnden Wassermengen alle bei nahezu der gleichen Füllhöhe des Mündungsquerschnitts abgeführt werden. Wenn aber die Wassermenge zunimmt, ohne daß die Querschnittsfläche größer werden kann, muß das Gefälle des Wasserspiegels stärker werden, dieses zeigt deshalb in den Mündungsstrecken der Flüsse bedeutend größere Unterschiede als in freien Flußstrecken des mittleren Laufes. Die Bewegung des Wassers ist dementsprechend

ungleichförmig, und zwar findet bei den Anschwellungen des Flusses eine beschleunigte Bewegung statt, wobei das Gefälle in der Richtung stromab größer wird und die Wasserspiegellinie im Längenschnitt eine Senkungskurve bildet. Es ist leicht zu übersehen, daß hierbei sehr starke Strömungen entstehen müssen, falls das Flußbett in festen Fels eingeschnitten ist. Bestehen aber Sohle und Ufer des Mündungsbettes aus sandigen, tonigen oder sonst leicht angreifbaren Erdarten, so wird es durch die Strömungsarbeit des Wassers verbreitert und vertieft. Dann erhält die Mündungsstrecke ein Bett, welches annähernd die gleiche Querschnittsfläche enthält als der Hochwasserquerschnitt der oberen Flußstrecke und daher sehr viel größer ist als der dort für mittlere und kleine Wassermengen vorhandene Durchflußquerschnitt. Da dieser Fall die Regel bildet, haben die meisten Flüsse oberhalb ihres Eintritts in das Meer oder einen Binnensee ein verhältnismäßig sehr großes Niedrigwasserbett und im Einklange damit ein sehr geringes Niedrigwassergefälle. Die beschleunigte Bewegung der Senkungskurve tritt nur bei höheren Anschwellungen ein, während bei geringen Wassermengen die Geschwindigkeiten stromabwärts kleiner werden und die verzögerte Bewegung der Staukurven sich einstellt.

Die austiefende Wirkung der Hochfluten schafft selbst kleineren Flüssen ein breites und tiefes Niedrigwasserbett im Mündungslauf, und es ist ohne weiteres verständlich, daß hierdurch sowohl der Vorflut als der Schiffahrt genützt wird. Hierbei ist von dem Flutgebiet, in dem noch andere später zu behandelnde Strömungen auftreten, ganz abgesehen. Auch die Mündungen ohne Flutwechsel haben ihre besonderen Eigenschaften, die bei ihrer Behandlung sorgfältig zu beachten sind.

Dem geringen Niedrigwassergefälle und dem großen Niedrigwasserquerschnitt der Mündungsstrecke entspricht eine große Wasserspiegelbreite. Wird der Flußlauf durch Verlegung der Mündung und Ausführung von Durchstichen bedeutend verkürzt, so muß er oberhalb trotz des verstärkten Gefälles unter Umständen noch verbreitert werden, und die Senkung der mittleren und höchsten Wasserstände erstreckt sich oft weit aufwärts.

Bemerkenswert ist ferner das Vorrücken der Mündungen zahlreicher Wasserläufe. Indem die mitgeführten Sinkstoffe sich in dem strömungslosen Wasser ablagern, entstehen vor der Uferlinie Untiefen, die sich immer mehr ausbreiten und schließlich bis über den Wasserspiegel emporwachsen. Die Anwüchse werden zu Inseln, zwischen denen das Wasser in zahlreichen Verästelungen abströmt. So bildet der Fluß sein Mündungsdelta und verlängert

seinen Lauf. Die entstandenen Anwüchse haben zunächst nur eine geringe Höhe über dem Meeresspiegel und einen sumpfartigen Charakter. Die Vorflut wird mit dem weiteren Vorrücken der Uferlinie in wachsendem Maße erschwert und auch das Hochwasser steigt um so höher an, je weiter die Mündung sich vorschiebt. Bei jeder Überschwemmung findet eine Aufschlickung statt, und die Niederung wächst allmählich empor. Hierbei ist es sehr wichtig, daß dieser natürliche Vorgang nicht vorzeitig durch künstliche Trockenlegung gestört wird. Denn wenn die Ländereien zu früh eingedeicht werden, wird ihre Entwässerung später sehr schwierig.

Die Deltabildung findet in der geschilderten Weise fast überall statt, wo sich ein Fluß in eine strömungsfreie und geschützte Bucht ergießt. In stark bewegtem Wasser können die Schlickteilchen dagegen nicht niedersinken, und die Ablagerung der niederfallenden Sandteilchen wird durch Küstenströmungen mehr oder weniger beeinflußt. Die Mündung des Flusses pflegt sich dann entsprechend der Richtung der vorherrschenden Strömung seitwärts zu verschieben.

Siebenter Abschnitt.

Die Beförderung des Wasserabflusses.

47. Ursachen der Versumpfung. Zu den wichtigsten Aufgaben auf dem Gebiete des Wasserbaues und der Wasserwirtschaft gehört die Sorge für einen unschädlichen Wasserabfluß. Der hohe Wasserstand, unter welchem einzelne Gegenden leiden, kann entweder durch die ursprüngliche Geländeform und Bodenbeschaffenheit veranlaßt sein, oder er ist eine Folge von Veränderungen in den Abflußverhältnissen. Diese Veränderungen können durch künstliche Anlagen von Einbauten und Stauwerken verursacht sein, sie sind aber meistens durch Ablagerungen in den Flußbetten und Niederungen veranlaßt worden. Die Ablagerungen würden für sich allein die Vorflut nicht verschlechtern, wenn sie sich auf die ganze Talfläche gleichmäßig erstreckten. Für diese Gleichmäßigkeit fehlt es aber bei den meisten Gewässern an den notwendigen Vorbedingungen, und sie wird außerdem noch durch Eindeichungen und andere künstliche Einwirkungen gestört.

Häufig gibt das Zusammentreffen zweier Wasserläufe Veranlassung zur Entstehung von Sümpfen, indem durch die stärkere Aufhöhung des einen Wasserlaufes das Tal des anderen die natürliche Entwässerung verliert. Dasselbe geschieht auch in den entfernteren Teilen der ausgedehnten Niederung eines Flusses, der sein Bett stark erhöht. In besonders großem Umfange entstehen aber Vorflutmängel in dem Mündungsgebiet der sich in das Meer oder in Binnenseen ergießenden Flüsse, indessen der Lauf des Flusses durch Verlandungen verlängert wird. Die Verlängerung des Flußlaufes kann sogar eintreten, ohne daß Sinkstoffe, die aus dem oberen Flußgebiet stammen, dabei mitwirken, und zwar durch den Wellenschlag, der bei heftigen Winden große Sandmassen aus der See in die Mündung wirft und diese, der Richtung des herrschenden Windes und des Küstenstromes folgend, seitwärts verlegt. Indem die neu hinzukommende Flußstrecke eines gewissen Gefälles bedarf, erhöht sich der Wasserspiegel weiter aufwärts, und die Ländereien verlieren, wenn sie schon niedrig waren, ihre natür-

liche Entwässerung. Kleinere Binnenseen können durch die Ablagerung von Sinkstoffen in der Oberfläche merklich verkleinert werden; alsdann wird die Vorflut auch durch die größere Höhe der Anschwellungen des Sees verschlechtert.

48. Die Vorflut bei Stauanlagen. Sehr zahlreich sind die in den Bächen und Flüssen vorhandenen Stauwerke. Die meisten bestehen schon seit vielen Jahrhunderten und sind zum Betriebe von Wassermühlen errichtet worden, welche vor Erfindung der Dampfmaschine eine große Rolle spielten. Seitdem hat zwar ihre Bedeutung abgenommen, ihre Zahl hat sich jedoch nur wenig vermindert, und selbst kleine Wasserkräfte sind in zahlreichen Fällen gegenwärtig noch der Dampfkraft geschäftlich überlegen. Auch den Zwecken der Schiffahrt und der Bewässerung von Ländereien dienen viele Stauanlagen. Ihre Erbauung ist der weithin reichenden Stauwirkungen wegen in allen Kulturländern an behördliche Erlaubnis geknüpft, wobei vorgeschriebene Formen und Bedingungen zu erfüllen sind. Gleichwohl sind viele Stauanlagen vorhanden, welche die Vorflut der Ländereien so sehr behindern, daß ihre Errichtung nur in einer Zeit möglich war, wo man die Wasserkräfte zum Mahlen des Getreides schlechterdings nicht entbehren konnte.

Die Wirkung der Stauanlagen erstreckt sich aufwärts bis zur Grenze der Stauweite, welche sich ebenso wie der Verlauf der Staukurve nach Art. 31 berechnen läßt. Die Stauweite ist in Flüssen mit geringem Gefälle größer als in solchen mit starkem Gefälle, und bei gleicher Stauhöhe wächst sie mit der Wassermenge. In tief eingeschnittenen Wasserläufen wird die Vorflut durch die Anlage von Stauwerken gewöhnlich nicht benachteiligt, viel bedenklicher sind ihre Wirkungen bei niedriger Uferlage, diese erfordert daher die sorgfältigste Berücksichtigung nach allen Richtungen. Hierbei kommt außer dem unmittelbaren Rückstau in die oberhalb einmündenden Gewässer auch die Erhöhung des Flußbettes in Betracht, welche dadurch einzutreten pflegt, daß sich oberhalb der festen Wehre allmählich Sinkstoffe ablagern und eine Erhebung des Wasserspiegels über die ursprüngliche Staulinie veranlassen. Wo die Erhöhung des Flußbettes nachteilig ist, dürfen feste Wehre nur in Verbindung mit Grundablässen, durch welche die Ablagerungen bei Hochwasser fortgeführt werden, zur Ausführung kommen. Es ist ferner zu berücksichtigen, daß sich die Stauhöhen innerhalb der Stauweite nicht bloß von Querschnitt zu Querschnitt, sondern auch an jeder Stelle mit der Wassermenge des Flusses ändern und daß das für die Hebung der Niedrigwasserstände errichtete Stauwerk einen Einbau bildet, dessen Stau-

wirkungen auch für die mittleren und größten Wassermengen untersucht werden müssen, da es vorkommen kann, daß ein solches Stauwerk bei zunehmender Wassermenge sehr nachteilig wirkt. Bei der Errichtung von Stauanlagen ist deshalb nicht bloß die Stauhöhe für das Niedrigwasser zu berechnen, sondern es sind auch die Größe und die Anordnung der Durchflußöffnungen derartig festzusetzen, daß nachteilige Stauwirkungen bei allen abzuführenden Wassermengen vermieden werden. Vorsicht ist besonders bei solchen festen Wehren geboten, die keine Regelung der Stauhöhe durch entsprechende Handhabung beweglicher Teile gestatten.

Nach den gleichen Gesichtspunkten wie die Wirkungen neu zu errichtender Stauanlagen sind auch die Verbesserungen der Vorflut zu beurteilen, welche durch Abänderung oder völlige Beseitigung bestehender Anlagen erzielt werden können. Hierbei pflegt die Besorgnis, daß die Hochwassergefahren für die unterhalb gelegenen Gegenden nach Beseitigung oder „Legung" eines Staues größer werden könnten, eine wichtige Rolle zu spielen; die fraglichen Wirkungen werden leicht überschätzt, ebenso die oberhalb des Stauwerks zu erwartenden Senkungen. Ganz zutreffende Berechnungen lassen sich nur selten anstellen, weil das Gefälle, die Querschnitte und die Größe sowie die zeitliche Verteilung der Zuflüsse meistens nicht genau bekannt sind. Eine Ergänzung dieser Unterlagen erweist sich aber oft als zu kostspielig und zu zeitraubend. Während hiernach die wissenschaftliche Beantwortung der Frage nach dem Einflusse der Abänderung oder Beseitigung einer Stauanlage häufig von schwer zu erfüllenden Vorbedingungen abhängig ist, gewährt die praktische Beurteilung in der Regel nicht unwichtige Anhaltspunkte.

Zu unterscheiden sind die unmittelbaren Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels von den nur mittelbar durch die Veränderung der Abflußmengen veranlaßten. Wo das ganze Wasser sich ohne auszuufern in dem eigentlichen Flußbette bewegt, tritt eine Veränderung der Abflußmengen überhaupt nicht ein, denn in diesem Falle ist an jeder Stelle der Abfluß gleich dem Zuflusse; abgesehen von dem einmaligen Füllen oder Leeren der Staustufe findet weder eine Aufspeicherung von Wasser, noch eine Verminderung des Wasservorrates statt. Deshalb bleiben die Abflußverhältnisse unterhalb des Wehres unverändert, und das Wasser fließt in einiger Entfernung, wo die Wirbel und Gegenströmungen des Wehrkolkes aufgehört haben, ganz in derselben Weise wie vor Erbauung des Wehres. Eine Änderung der Abflußmenge tritt unterhalb des Wehres dagegen ein, wenn ein Teil der Wassermenge oberhalb des Stauwerks zur Speisung von Mühl- oder Be-

wässerungsgräben usw. abgeleitet und so der unteren Strecke des Wasserlaufes entzogen wird.

Anders gestaltet sich die Sachlage, wenn das Flußbett seeartige Erweiterungen enthält und der oberhalb des Stauwerks liegende Teich ein Sammelbecken für die Aufnahme größerer Wassermassen bildet, oder wenn große Niederungsflächen, die ohne den Stau trocken liegen würden, durch dessen Wirkung überschwemmt werden. Auch in diesen Fällen bleibt zwar die innerhalb des ganzen Jahres abfließende Wassermasse sowohl oberhalb als unterhalb der Stauanlage unverändert, im einzelnen findet aber eine andere Verteilung der Abflußmengen statt, und zwar mildert der Stau im allgemeinen die Veränderlichkeit der Wassermenge. Unterhalb der Stauanlage wird nach deren Errichtung die Hochwassermenge kleiner sein als vorher, weil ein Teil des Zuflusses oberhalb aufgespeichert wird und erst im Laufe einer längeren Zeit zum Abfluß gelangt, wodurch die Dauer des Hochwasserablaufes wiederum vergrößert wird. Von entgegengesetzter Wirkung als die Errichtung eines Staues ist natürlich seine Beseitigung; durch diese wird daher, wenn oberhalb des Staues seeartige Erweiterungen des Flußbettes vorhanden waren, aber nur in diesem Falle, für die untere Flußstrecke die größte Hochwassermenge vermehrt, während anderseits das Hochwasser schneller ablaufen und ein niedriger Wasserstand früher als ehemals sich einstellen wird. Die Vorteile und Nachteile dieser Veränderungen müssen nach den jedesmaligen besonderen Verhältnissen gegeneinander abgewogen werden; im allgemeinen läßt sich nur darauf hinweisen, daß in den Niederungsgegenden, wo die mittelbaren Wirkungen der Stauanlagen sich vorzugsweise einstellen, ein etwas höherer Stand des Hochwassers weniger nachteilig zu sein pflegt als eine lange Dauer der Anschwellung.

Wo es sich darum handelt, eine Stauberechtigung behufs Verbesserung der Vorflut abzuändern, ist stets sorgfältig zu untersuchen, ob die vorhandenen Durchflußöffnungen das Wasser unter den neuen Staubedingungen abzuführen vermögen; andernfalls sind sie zu erweitern. Wird eine sorgfältige Untersuchung unterlassen, so kann es auch vorkommen, daß man Stauberechtigungen ablöst, ohne daß die Wirkungen dieser Maßnahme in dem beabsichtigten Umfange eintreten.

Bei allen Stauanlagen hat der Stauberechtigte die gesetzlich begründete Verpflichtung, mit dem Anspannen des Oberwasserstandes bestimmte Grenzen nicht zu überschreiten. In vielen Fällen darf das Wasser im Winter höher angestaut werden als in den Monaten des Pflanzenwachstums; man bezeichnet demgemäß mit

Winterpaß und Sommerpaß die Höhen, bis zu denen der Stau in den beiden Jahreszeiten reichen darf. Manchmal wird dem Stauberechtigten auch die Verpflichtung auferlegt, zur Erhaltung der Schiffahrt eines Gewässers oder für die Bewässerung von Ländereien das Oberwasser nicht unter eine bestimmte Höhe absinken zu lassen, also einen Mindeststau einzuhalten. Die festgesetzten Höhen werden durch Merkpfähle bezeichnet, um den Besitzern der oberhalb des Stauwerkes liegenden Grundstücke und sonstigen an der Vorflut Beteiligten die Wahrnehmung ihrer Rechte zu erleichtern. Als Merkpfahl dient in der Regel ein im Oberwasser eingerammter Pfahl, dessen Höhe durch ein Nivellement aufs genaueste mit mehreren benachbarten Festpunkten in Beziehung gesetzt wird. Der Kopf des Merkpfahles wird am besten mit einer Kupferhaube versehen, und der leichteren Kontrolle wegen fällt die Oberkante mit der Paßhöhe zusammen. Der Merkpfahl wird in der Gegenwart von Behörden und Zeugen gesetzt, und in der über die Setzung ausgefertigten Urkunde wird die ganze Länge des Pfahles angegeben. Der Merkpfahl darf nicht unmittelbar vor dem Stauwerk stehen, weil hier, namentlich bei einem Zuflußkanal von geringer Breite, je nach der Stärke des Wasserabflusses ein wechselndes Gefälle stattfindet.

Für besonders wichtige Zwecke ist es angezeigt, statt eines einfachen Merkpfahles einen fest gegründeten Mauerpfeiler zu errichten und diesen noch mit einer Pegelteilung zu versehen, um den Abstand des jedesmaligen Wasserstandes von dem Wasserpaß bequem ablesen zu können.

49. Flußregelungen. Die unschädliche Ableitung des Wassers, die Verminderung der aus mangelhafter Vorflut entstehenden Wasserschäden und die Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse sind das Ziel der Flußregelungen. Für die Ausführung sind nicht lediglich die technischen Gesichtspunkte in Betracht zu ziehen, die größten Schwierigkeiten liegen vielmehr nicht selten auf wirtschaftlichem Gebiete, indem bei der Aufstellung des Entwurfes die Besitzrechte an dem Wasser und an den Ufergrundstücken, deren Zugehörigkeit zu Gemeindebezirken und größeren Verbänden, die sonstigen Gerechtsame und Lasten, sowie die einschlagenden gesetzlichen Bestimmungen nicht unberücksichtigt bleiben dürfen. Besondere Hindernisse sind dort vorhanden, wo der Fluß die Grenze zweier Staaten, Provinzen oder Kreise bildet.

Ist die Beförderung der Vorflut der alleinige oder doch der wichtigste Zweck der Flußregelung, so läßt sich das Ziel in den meisten Fällen erreichen. Gehörig angeordnete Strombauwerke verhindern die Ablagerung der Geschiebe und Sinkstoffe in dem

Flußbett, und durch eine unter Berücksichtigung der Hochwasserströmung zweckmäßig ausgeführte Begradigung des Flußlaufes hat man in manchen Fällen eine größere Senkung herbeigeführt, als beabsichtigt war. Selbst da, wo durch Eindeichung eine besorgliche Erhöhung des Flußbettes entstanden ist, läßt sich durch Regelung des Mittelwasserbettes fast immer eine Besserung erzielen, mindestens einer weiteren Verschlechterung der Abflußverhältnisse vorbeugen. Neben der Beseitigung starker Krümmungen und übermäßiger Breiten ist die Deckung der Ufer wichtig, damit schädliche Uferabbrüche und neue Verwilderungen verhütet werden. Einer zu starken Strömung, welche die Sohle angreift, läßt sich durch Verbreiterung des Bettes und unter Umständen durch Sohlenbefestigung vorbeugen, im Gebirge auch durch Abtreppung der Sohle.

Ist das Flußbett stark verwachsen, der Abfluß durch umgestürzte Bäume und Sträucher behindert, oder sind schädliche Einbauten in unbefugter Weise herbeigeführt worden, so bringt vielleicht schon die Beseitigung dieser Hindernisse eine genügende Verbesserung der Vorflut zustande.

Dem Ausbau der einzelnen Flußstrecken müssen Musterquerschnitte zugrunde gelegt werden, für deren Form und Größe die in Art. 42 gegebenen Gesichtspunkte in Betracht kommen. Man wird aber die regelmäßigen Querschnitte nicht überall vollständig herstellen, sondern die Muster nur als Richtschnur ansehen und als das Ziel, welchem die wirkliche Ausführung je nach den aufzuwendenden Mitteln mehr oder weniger zustreben soll. Bei allen Flußregelungen sucht man das angestrebte Ziel unter Mitwirkung der Strömung des Wassers zu erreichen. Man beginnt am unteren Ende des zu regelnden Laufes, so daß das in die bereits ausgebaute Strecke eintretende Wasser einen geregelten Abfluß findet. Die Austiefung einer zu senkenden Strecke wird häufig wenigstens teilweise von dem Strome selber geleistet, und auch in den Durchstichen überläßt man wohl, nachdem die zukünftigen Ufer im voraus angelegt und befestigt sind und eine schmale Abflußrinne geschaffen ist, die weitere Erdarbeit dem Strome, welcher gewöhnlich schon bei dem nächsten Hochwasser das vollständige Bett herstellt und die mitgeführten Stoffe in der unteren Strecke ablagert, und zwar zufolge des vorangegangenen Ausbaues dieser Strecke nicht an ungelegenen Stellen, sondern in den Zwischenräumen der Regelungswerke und in aufzulandenden Nebenarmen. Wo eine derartige unschädliche Ablagerung der mitgeführten Stoffe nicht zu erwarten ist, dürfen die Austiefungen dem Strome nicht überlassen werden, der beim Ausbau angestrebte Querschnitt muß vielmehr durch Erd- und Baggerarbeit der Hauptsache nach künstlich hergestellt werden.

Mit dem gleichen Erfolge wie für die Vertiefung des eigentlichen Bettes wird der Strömungsvorgang auch für die Verlandung der durch die Regelungswerke abgeschnittenen Seitenteile nutzbar gemacht. Solche Verlandungen sind erwünscht, um das Wasser in dem eigentlichen Stromschlauche zusammenzuhalten und hier seine Schleppkraft zur Fortbewegung der Sinkstoffe zu erhöhen. An den zu verlandenden Stellen des Flußbettes wird die Strömungsgeschwindigkeit durch geeignete Hemmungen vermindert, damit das Wasser die gröberen Sinkstoffe absetzt. Man darf aber die Strömung nur ermäßigen, nicht sie gänzlich abhalten; feste Einbauten, die den Durchfluß des Wassers nicht gestatten, sind deshalb für den gedachten Zweck weniger zweckmäßig als durchbrochene Werke, z. B. Schlickfänge, Flechtzäune, Gehänge, Drahtgeflechte und Gitterwerke. Die Anordnung und Ausführung dieser Anlagen erfolgt nicht nach allgemeinen Regeln, sondern sie wird dem Charakter des Flusses und den örtlichen Verhältnissen angepaßt da jeder Wasserlauf seine besondere Bauweise erfordert.

Wo Untiefen im Flußbett zu beseitigen sind, kann man die Vertiefungsarbeit nicht immer dem Strome allein überlassen, in schwerem Boden sind Baggerungen unvermeidlich und sie können selbst zur Beseitigung von Sandanhäufungen nötig werden, wenn die Geschwindigkeit des Wassers nur klein ist. Zugleich mit der künstlichen Beseitigung der Ablagerungen muß man aber jedenfalls durch zweckmäßige Regelung dafür sorgen, daß sie sich nicht stets von neuem wieder ausbilden.

Die Ufer lassen sich am leichtesten vor Angriffen schützen, wenn man regelmäßige Uferlinien einführt, welche von besonders scharfen Krümmungen frei sind. Häufig wird man die neue Uferlinie in das unregelmäßige Flußbett vorschieben, alsdann entstehen diejenigen Anlagen, welche lange Zeit die einzigen Regelungsarbeiten waren, nämlich Buhnen und Parallelwerke. Die Parallelwerke bilden unmittelbar die neue Begrenzung des Flußbettes, während die Buhnen nur in der Verbindungslinie ihrer Köpfe die neue Uferlinie darstellen. Die Buhnen ermöglichen einen guten Anschluß an das alte Ufer und führen, wenn sie so niedrig gehalten werden, daß das Wasser über sie hinwegfließen kann, allmählich die neue Uferbildung herbei. In dem Maße, wie die Verlandung erfolgt, werden die Buhnen selbst den ferneren Angriffen des Wassers entzogen. Die Parallelwerke bleiben dagegen dem Stromangriffe dauernd ausgesetzt, und der abgeschnittene Teil des Flußbettes wird oft gar nicht durchströmt oft dagegen sehr stark, er verlandet deshalb schwer. Die Parallelwerke sind deshalb der Gefahr des Durchbruchs ausgesetzt, und bei ungenügender Unter-

haltung werden sie leicht vollständig zerstört. Eine starke Hinterströmung findet namentlich dann statt, wenn das Wasser übertritt und das Parallelwerk nicht durch Querverbindungen an das Ufer angeschlossen ist. Die Nachteile der Parallelwerke werden dadurch noch vermehrt, daß das bei höheren Wasserständen über sie hinwegstürzende Wasser das Ufer trifft und dieses angreift. Dieser Übersturz wird vermieden, wo die neue Uferlinie nur einen geringen Abstand von der alten hat, so daß das Parallelwerk sogleich oder doch während des Fortganges der Arbeiten mit Baggerboden hinterfüllt werden kann. Es wird dann zum Uferdeckwerk. In solchen Fällen verdient die Ausführung durch Parallelwerk umsomehr den Vorzug, als kurze Buhnen, sogenannte Buhnenköpfe, wenig oder gar keine Verlandung der Zwischenräume bewirken und deshalb nicht zweckmäßig sind.

Als ein Vorzug der Regelung durch Buhnen ist noch hervorzuheben, daß sie eine etwa nachträglich als notwendig erkannte Veränderung des Mittelwasserbettes gestatten, während bei einem durch Parallelwerke geregelten Flusse das eine oder das andere Werk in solchem Falle in ganzer Länge vor- oder zurückgeschoben werden müßte.

Der Abstand der Buhnen voneinander ist den örtlichen Verhältnissen so anzupassen, daß die Buhnen noch wirksam bleiben, namentlich auch eine Verlandung der Zwischenräume mit sich bringen. Die Richtung zum Stromstrich wird meistens so gewählt, daß das bei höheren Wasserständen überstürzende Wasser nach der Strommitte abgelenkt wird, die Buhnen sind also vom Ufer ab stromaufwärts gerichtet. Im Flutgebiet, wo die Strömungsrichtung wechselt, liegen die Buhnen meist senkrecht zum Stromstrich. Die Höhenlage der Buhnenkrone sollte niemals größer sein, als für den eigentlichen Zweck der Regelung unbedingt nötig ist.

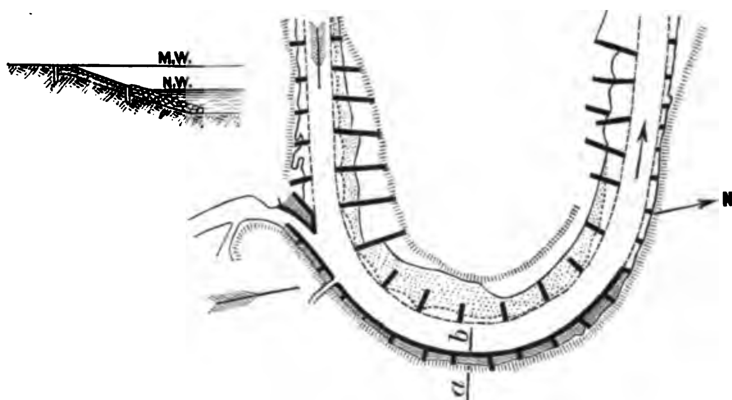
Buhnen und Parallelwerke werden je nach den zur Verfügung stehenden Baustoffen entweder vollständig durch Steinschüttung und Steinsetzung hergestellt, oder es werden auch Buschkörper verwendet.

In den Abbildungen 55 und 56 sind zwei Strecken der Elbe dargestellt, in denen der Hauptsache nach Buhnen, in den scharfen Krümmungen aber auch Parallelwerke angewendet worden sind.

Das Vorstehende bezieht sich der Hauptsache nach auf die Ausbildung der Ufer. Wenn hierdurch der Verwilderung des Flusses ein Ziel gesetzt und ein regelmäßig begrenztes einheitliches Mittelwasserbett geschaffen worden ist, bleibt in vielen Fällen noch ein weiterer Ausbau unter der Niedrigwasserlinie anzustreben.

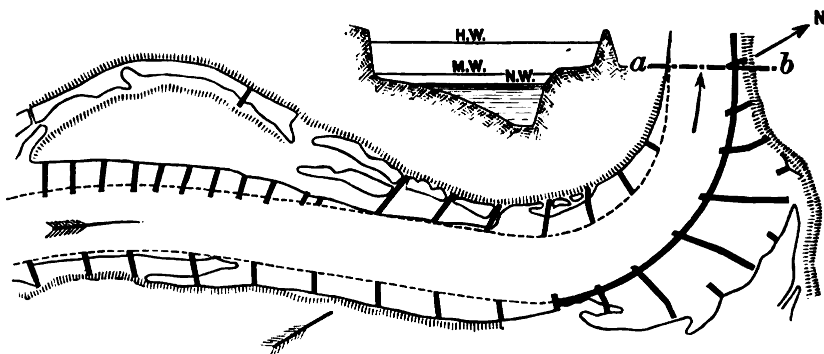
Dieser Ausbau ist besonders für die schiffbaren Wasserläufe von großer Wichtigkeit, damit auch bei Niedrigwasser ein gestreckter Stromschlauch von gleichmäßiger Tiefe dauernd erhalten wird. Das Ziel der zum Besten der Schiffahrt vorzunehmenden Regelung ist auf Vermehrung der Wassertiefe gerichtet. Diese Regelung hat aber ihre Grenzen, und die Schiffbarkeit eines Flusses läßt sich

Abb. 55.



keineswegs beliebig steigern. Das erhellt schon daraus, daß bei gegebener Niedrigwassermenge und feststehendem Gefälle eine Steigerung der Tiefe nur durch Einschränkung der Breite zu er-

Abb. 56.



reichen ist. Die Schiffahrt bedarf aber einer bestimmten Fahrwasserbreite ebenso wie der Fahrtiefe. Soll, nachdem die Regelung des freien Stromes ihre Grenze erreicht hat, die Schiffahrtstiefe noch weiter vergrößert werden, so ist das nur möglich auf dem Wege der Kanalisierung des Flusses, wobei dieser durch Wehr- und Schleusenanlagen in einzelne Abschnitte oder Haltungen geteilt

wird, in denen ein wesentlich vermindertes Gefälle herrscht. Die Wehre sollen den Wasserspiegel nur zur Zeit der Niedrigwasserstände anstauen und sind deshalb als Nadel-, Schützen- oder Klappenwehre derart einzurichten, daß der Stau in dem Maße verringert werden kann, wie die im Flusse abgeführte Wassermenge wächst. Bei hohen Wasserständen fällt der Stau ganz fort. Solange noch ein Stau besteht, vermitteln die neben den Wehren erbauten Schleusen den Schiffahrtsverkehr von einer Haltung zur anderen.

Selbstverständlich sind neben den Schiffahrtsinteressen auch die Wasserabführung, der Uferschutz und die Erhaltung der Vorflut zu berücksichtigen. Es kann deshalb der Fall eintreten, daß die Rücksicht auf die Landwirtschaft der im Interesse der Schiffahrt unternommenen Regelung Grenzen setzt. Je schmaler das Flußbett ist, desto höher steigt der Wasserspiegel bei zunehmender Wassermenge, und mit der Wassertiefe wachsen auch die Geschwindigkeit des Wassers und die Angriffe auf Sohle und Ufer.

Die genaue Kenntnis des Stromes und seiner Eigenschaften, die sorgsame Beobachtung der Art seiner Wasserbewegung und Querschnittsgestaltung sind das sicherste Mittel, um bei einer Regelung Mißgriffe und Mißerfolge zu vermeiden. Das Flußbett läßt sich nicht gewaltsam in beliebige Formen bringen. Innerhalb des Erreichbaren tritt aber im allgemeinen ein Gegensatz zwischen der Regelung im Schiffahrtsinteresse und der auf die Förderung des Wasserabflusses gerichteten Regelung nicht ein. Ein solcher Gegensatz wird nur ausnahmsweise durch örtliche Verhältnisse veranlaßt. Die Rücksicht auf die Vorflut gebietet besonders an denjenigen Flußstrecken große Vorsicht, wo bei niedriger Uferlage große Niederungen entwässern. Hier kann in der Zeit des Pflanzenwuchses schon eine geringe Hebung des Wasserspiegels die Bodenkultur sehr verschlechtern, und zwar lediglich durch Hebung des Grundwasserstandes, auch ohne daß eine eigentliche Überschwemmung der Felder stattfindet. Kleinere Veränderungen des Längengefälles treten bei jeder Flußregelung ein, indem die Längen sich infolge der Beseitigung starker Krümmung und der Ausführung von Durchstichen ändern und ein Ausgleich der bis dahin stark wechselnden Gefälle vorgenommen wird. Bei der nötigen Vorsicht ist man aber in der Lage, die Veränderungen des Längengefälles und die damit zusammenhängenden Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels vorauszusehen und bei der Aufstellung des Regelungsplanes im voraus zu berücksichtigen. Die örtlichen Änderungen des Gefälles und der Höhenlage des Wasserstandes sind für die Vorflut der zu entwässernden Ländereien gerade bei den mittleren Wasserständen am wichtigsten, während es weniger

in Betracht kommt, daß die nur selten eintretenden niedrigsten und höchsten Wasserstände sich ändern. Auf die Pegelbeobachtungen allein darf man sich bei der Beurteilung der Folgen einer Regelung nicht verlassen, da die Pegel meistens so weit auseinander liegen, daß sich zwischen ihnen örtliche Wasserstandsänderungen vollziehen können, die an den Beobachtungsstellen nicht vorkommen und daher auch nicht erkannt werden können. Ein Vergleich der vor und nach der Regelung beobachteten Pegelstände darf sich im übrigen nicht auf die höchsten und niedrigsten Stände und den Mittelwasserstand beschränken, sondern er muß sich auch auf die Untersuchung der Häufigkeit der einzelnen in die Zeit des Pflanzenwuchses fallenden Wasserstände erstrecken.

Um die Hebung des Wasserstandes in einer Flußstrecke für die Dauer mit Sicherheit zu vermeiden, ist es nützlich, darauf Bedacht zu nehmen, daß sie in die Richtung der Hochwasserströmung fällt.

50. Unterhaltung der Wasserläufe. Eine sorgsame Unterhaltung ist für alle Wasserläufe auch nach Durchführung der Regelung von der größten Wichtigkeit. Abbrechende Ufer müssen gesichert, Kraut und Wasserpflanzen beseitigt werden, der Anwuchs an dem ausbuchtenden Ufer und die im Flußbett sich bildenden Sandhäger sind durch Baggerung zu entfernen. Diese Arbeiten sind an und für sich sehr einfach, und wenn man dem Wasserlaufe eine aufmerksame Pflege zuwendet, insbesondere den Uferabbrüchen und sonstigen Verwilderungen schon im Entstehen vorbeugt, so sind auch die Kosten in den meisten Fällen nicht übermäßig groß. Wird aber die rechtzeitige Ausbesserung unterlassen, so vergrößern sich die Schäden gewöhnlich sehr bedeutend und nehmen bald einen solchen Umfang ein, daß der ganze Lauf von neuem geregelt werden muß.

Die Unterhaltung wird durch den Umstand, daß sie bei den meisten Wasserläufen den einzelnen Uferanliegern obliegt, sehr erschwert. Die Grundstücke sind in den Flußtälern gewöhnlich sehr zersplittert und ziehen sich in langen schmalen Streifen nach dem Wasserlaufe hin, so daß die Zahl der Anlieger sehr groß, die Uferlänge jedes einzelnen nur kurz ist. Gewöhnlich haben auch die gegenüberliegenden Ufer verschiedene Besitzer, oder sie gehören sogar zu verschiedenen Gemeinden; selbst für die größeren politischen Einheiten, als Kreise, Provinzen und Staaten, bildet der Wasserlauf häufig die Grenze. Alle diese Umstände erschweren die Unterhaltung außerordentlich. Für die einzelnen Besitzer ist die Unterhaltungslast sehr ungleich. Wo z. B. ein hohes einbuchtendes Ufer abbrüchig wird, kann es leicht vorkommen, daß

die ordnungsmäßige Deckung mehr kosten würde, als das dahinter liegende Grundstück wert ist. Unterbleibt aber die Deckung, so wird nicht nur das betreffende Grundstück verkleinert, sondern viel größer ist der Nachteil, der aus der Verwilderung der Flußstrecke auch für die übrigen Uferbesitzer und alle, die sonst noch an der Vorflut beteiligt sind, entsteht. Der Umfang dieser Beteiligten ist bedeutend größer als die Zahl der unterhaltungspflichtigen unmittelbaren Anlieger. Der rechtzeitige Abfluß des Wassers ist für sämtliche Grundstücke in dem Überschwemmungsgebiet von Nutzen, und die Annehmlichkeiten einer guten Vorflut sind für alle Bewohner des Flußtales fühlbar. Ebenso sind die Nachteile, welche aus einer Verwilderung der Bäche und Flüsse nicht bloß für die Bodenkultur, sondern auch für den Verkehr und die Gesundheit entstehen können, als eine Angelegenheit von öffentlichem Interesse anzusehen. Ein einzelnes Vorfluthindernis beeinflußt den Wasserlauf nicht bloß örtlich, sondern auf weite Strecken oberhalb und unter Umständen auch unterhalb in nachteiliger Weise. Am besten würde es deshalb sein, wenn die Wasserläufe in ähnlicher Weise wie die öffentlichen Verkehrsanstalten regelmäßig und einheitlich unterhalten würden. Wenn leistungsfähige und geeignete Träger der Unterhaltungslast nicht vorhanden sind, ist die Bildung von Zweckverbänden oder Genossenschaften, denen die gemeinsame und einheitliche Ausführung der Unterhaltungsarbeiten obliegt, sehr empfehlenswert. Wo sich die einheitliche Unterhaltung nicht durchführen läßt, kann durch Polizeivorschriften unter Einrichtung einer geeigneten Aufsicht mit regelmäßigen Schauungen wenigstens darauf hingewirkt werden, daß die zur Unterhaltung des Wasserlaufes notwendigsten Krautungen und Räumungen von den Unterhaltungspflichtigen nicht ganz unterlassen werden.

Die Einrichtung eines Schauverbandes, wodurch ein Wasserauf unter Schau gestellt wird, besteht gewöhnlich darin, daß wasserpolizeiliche Vorschriften über Zeit und Umfang der regelmäßigen Unterhaltungsarbeiten erlassen werden und ihre Befolgung durch einen mit Zwangsbefugnissen ausgestatteten Ausschuß überwacht wird. Dieser hat den Wasserlauf nach Ablauf der Räumungsfristen, und zwar gewöhnlich zweimal jährlich zu besichtigen und die Säumigen zur Auskrautung und Räumung polizeilich anzuhalten. Es ist zweckmäßig, den Ausschuß oder die zuständige Wasserpolizeibehörde zur zwangsweisen Ausführung der rückständigen Arbeiten zu ermächtigen und zu verpflichten. Alle Anlagen, durch welche der Abfluß gehemmt werden könnte, als Brücken, Stauschleusen, Einbauten u. dgl., sind von der vor-

gängigen Genehmigung der Behörden oder des Ausschusses abhängig zu machen, und den Uferbesitzern ist die Verpflichtung aufzuerlegen, das Betreten ihrer Grundstücke und den Auswurf auf dieselben zu dulden.

Die Krautung ist namentlich im Sommer ein sehr wirksames Mittel zur Beförderung des Wasserabflusses. In regelmäßigen kleinen Wasserläufen läßt sich zur Beseitigung des oft in kurzer Zeit üppig aufschießenden Krautes ein Sensenapparat anwenden, der aus einer Kette von Sensenklingen besteht, die durch Bolzen gelenkartig verbunden sind, sich flach auf den Boden legen und durch nachschleppende Gewichte oder kurze Kettchen in dieser Lage erhalten werden. Das Gerät wird von Arbeitern, welche an beiden Ufern langsam stromaufwärts schreiten, wie eine Säge hin und her gezogen und schneidet das Kraut dicht über dem Boden ab. Das gelöste Material treibt abwärts und muß unterhalb aufgefangen und ausgeworfen werden.

Die Ufer dürfen nur mit niedrigen Weiden bepflanzt werden: sonstiges Gebüsch und Bäume sind zu entfernen, weil die Wurzeln das Ufer zerstören und die überhängenden Zweige das Wasser verunreinigen. Da steile Ufer schwer gegen Abbruch zu schützen sind, muß man an ihrem Fuße eine flache Böschung herstellen, am besten ist eine Steinschüttung, die bei eintretender Vertiefung von selbst nachsinkt und dadurch eine Beschädigung in der Tiefe, die immer am gefährlichsten ist, verhindert. Eine gehörig abgeflachte Böschung läßt sich durch eine Bedeckung mit Strauch und darüber geschüttete Steine wirksam und wohlfeil schützen. Der Strauch kann mit Draht zu dünnen Matten verbunden werden. Rasenbekleidung ist nur über dem mittleren Wasserstande anwendbar. Das Weiden des Viehes ist für die Festigkeit der Ufer nachteilig.

Die sorgfältigste Unterhaltung der Wasserzüge findet man in den Marschen, namentlich in dem Bereiche des Flutwechsels, wo der Abfluß zeitweise gehemmt und das Gefälle gewöhnlich sehr gering ist. Je geringer aber das Gefälle ist, desto größere Regelmäßigkeit des Bettes ist erforderlich und desto nachteiliger ist jede Verunreinigung.

Die richtige Erhaltung der Tiefe und Breite der Wasserzüge wird sehr erleichtert, wenn an geeigneten Stellen Sohlschwellen als Lehren eingelegt und die Wände sorgfältig befestigt werden.

51. Entwässerung von Ländereien. Um eine versumpfte Fläche zu entwässern, muß man vor allem einen oder mehrere Hauptgräben anlegen, die das zu entfernende Wasser einem zu seiner

Aufnahme und Ableitung geeigneten vorhandenen Wasserlauf zuführen. Für solche Abzugsgräben hat man zunächst den Wasserspiegel der Mündungsstelle und die Wasserstandshöhen, auf welche der Wasserspiegel in den zu entwässernden Grundstücken gesenkt werden soll, zu ermitteln. Diese Senkung ergibt sich daraus, daß das Wasser während des Wachstums der Pflanzen bei Wiesen höchstens 0,3 bis 0,5 m und bei Ackerland 0,6 bis 1,0 m unter der Bodenoberfläche stehen soll. Obstbäume erfordern einen noch etwas tieferen Grundwasserstand. Hat man die Haupt- und Nebengräben ihrer Lage nach entworfen, so ist die von jedem Graben abzuführende Wassermenge zu berechnen; die Wassertiefe ist bei Bestimmung des Querschnitts so zu wählen, daß sich eine angemessene Wassergeschwindigkeit ergibt, und die Grabenböschung ist der Bodenbeschaffenheit und Einschnittstiefe entsprechend festzusetzen (vergl. Art. 40). Die Sohlenbreite ergibt sich dann aus der Rechnung.

Für die Entlastung der Hauptabzugsgräben einer Niederung ist es sehr wichtig, das fremde Wasser abzuhalten, also die Abflüsse höherer Gebietsteile gesondert abzuleiten. Wo sich das fremde Wasser nicht durch einen Randkanal ableiten läßt, kann man es zwischen Dämmen durch die Niederung hindurchführen. Die Herstellung eines Randkanals ist indessen gewöhnlich vorteilhafter, indem dabei eine Teilung der Niederung in zwei getrennte Teile mit besonderen Entwässerungsgräben vermieden wird, auch kann das Wasser des Randkanals unter Umständen für Bewässerungszwecke verwertet werden. Endlich verursacht auch die Ablagerung der von den Bächen mitgeführten Geschiebe geringere Schwierigkeiten, wenn das Sinkstoffe enthaltende Wasser mit gleichmäßigem Gefälle an der Niederung vorbeifließt, als wenn es mitten hindurchgeführt werden muß und bei dem schwächeren Gefälle des in der Niederung ausgeführten Abflußbettes dessen Sohle erhöht.

Die Abhaltung des fremden Wassers ist häufig das wirksamste Mittel, welches man zur Entwässerung einer versumpften Gegend anwenden kann. Sie erlangt aber eine besondere Wichtigkeit, wenn das Wasser aus der Niederung künstlich gehoben werden muß. Die Ableitungskanäle müssen selbstverständlich imstande sein, zur Hochwasserzeit die Zuflüsse von den oberen Gebieten aufzunehmen.

Der Hauptentwässerungsgraben muß sein Gebiet ungefähr in der Mitte, bei ungleicher Höhe des Gebietes aber an den niedrigsten Stellen durchschneiden, damit allen Nebengräben ein möglichst starkes Gefälle gegeben werden kann. Er braucht aber nicht allen kleinen Bodensenkungen zu folgen, wenn er dadurch eine

überflüssige Länge erhalten würde. Finden sich besonders tiefliegende Flächen, so ist für diese der Zufluß aus den höheren Teilen der Niederung bereits als fremdes Wasser anzusehen; sie sind zur Abhaltung desselben zu verwallen und gesondert durch eigene Abzugsgräben oder durch Schöpfwerke zu entwässern.

Die Seitengräben können in der Regel ein stärkeres Gefälle erhalten als der Hauptkanal. Man legt sie gewöhnlich nicht in die Richtung des stärksten Oberflächenabhanges, sondern läßt sie schräg nach dem Hauptgraben hinlaufen, um ihr Wasserspiegelgefälle unter Berücksichtigung der Neigung des Hauptkanals zu vergrößern. Man legt die Seitengräben im allgemeinen um so weiter voneinander, und zwar bis zu etwa 1 km, je länger sie sind und je größer ihre Querschnittsfläche ist; zur vollständigen Trockenlegung ist gewöhnlich noch ein Netz kleiner Gräben erforderlich. In den Niederungen findet man dagegen auf den Ackerstücken Gräben in nur 10 bis 14 m Abstand; sie dienen sowohl zur raschen Abführung des Wassers, als auch zu dessen Ansammlung bei behindertem Abflusse und liefern das Material zur Aufhöhung des Ackerlandes.

Bisweilen kommt es darauf an, eine Niederung gegen unzeitige Sommerhochwasser zu schützen, ohne doch den gewöhnlichen Wasserspiegel zu senken und ohne die befruchtenden winterlichen Überschwemmungen zu verlieren. Alsdann läßt sich die Aufgabe auf zweierlei Art lösen, nämlich einmal ohne Flußregelung durch Erbauung eines seitlichen Entlastungskanals mit Ein- und Ausflußschleusen, die für gewöhnlich geschlossen bleiben, oder zweitens in solcher Weise, daß der Fluß zur unschädlichen Abführung der Sommerhochwasser ein leistungsfähigeres Bett erhält, in welchem aber zur Herbeiführung gewünschter Hebungen des Wasserstandes Stauschleusen errichtet werden, die für gewöhnlich geöffnet bleiben. Auf die zweite Art erhält man nicht bloß eine bessere Entwässerung, sondern gleichzeitig die Möglichkeit zu Bewässerungen, so daß das Wasser in der vollkommensten Weise für die Bodenkultur nutzbar gemacht wird. Bei der Trockenlegung von Sümpfen ist die Ausführung der Entwässerungsgräben wegen der Bodenbeschaffenheit gemeinhin sehr schwierig. Die Gräben dürfen nicht gleich anfangs bis zur vollen Tiefe ausgehoben werden, da das Erdreich erst durch die Senkung des Wasserspiegels so weit austrocknet, daß sich die Böschungen der Gräben halten. Dies ist besonders bei der Entwässerung der Moore von Wichtigkeit, und es dauert zwei bis drei Jahre, bis deren Oberfläche durch die in 50 bis 100 m Abstand gezogenen kleinen Gräben einigermaßen fest und trocken wird.

Um die Arbeiter vor Sumpffiebern und anderen Krankheiten zu schützen, sollten die Arbeiten nur in der trockenen Jahreszeit vorgenommen und die Ruheplätze, Speiseanstalten und Schlafstellen der Arbeiter auf höhere Punkte gelegt werden.

Als ein in manchen Fällen anwendbares Entwässerungsmittel ist schließlich noch die Anpflanzung wasseraufsaugender Gewächse anzuführen. Namentlich können durch Weiden und Eukalyptusarten die gesundheitlichen Verhältnisse von Ansiedlungen in feuchten Gegenden verbessert werden. In Deutschland gedeihen aber die in Italien vielfach angewendeten Eukalyptuspflanzungen nicht.

Bei der Senkung des Wasserspiegels von Seen ist die Veränderung des Grundwasserstandes sorgfältig zu berücksichtigen. Das Grundwasser fällt an den Rändern um die ganze Tiefe der Senkung, während weiter landeinwärts der Verlauf der Senkungskurve sich nach der Beschaffenheit des Untergrundes und der Menge des zufließenden Grundwassers richtet. Wenn an dem See ausgedehnte Wiesenflächen liegen, denen kein Wasser zur Anfeuchtung zugeführt werden kann, so hat die Senkung des Grundwasserstandes eine bedeutende Ertragsverminderung zur Folge. Die Nachteile lassen sich unter Umständen aber durch Herstellung eines Randkanals, in welchem das Wasser in geeigneter Höhe gehalten wird, vermeiden. Überhaupt ist es häufig sehr nützlich, mit der Entwässerung eine Bewässerung oder wenigstens Vorkehrungen für den Einstau von Wasser zu verbinden.

Die Entwässerungskanäle eingedeichter Niederungen müssen im Anschlusse an ihre Leitung durch den Deich mit einer Vorrichtung zur Abhaltung des Hochwassers versehen sein. Bei Rohrdurchlässen und kleinen Gerinnen werden geneigte Klappen mit wagerechter Drehachse, bei größeren Sielen Stemmtore und einflügelige Drehtore (vergl. die Abb. in Art. 55) als Verschlußvorrichtungen angewendet. Der außendeichs gelegene Teil des Abzugsgrabens ist bei ungünstiger Lage der Versandung durch das Hochwasser des Flusses stark ausgesetzt und sollte möglichst kurz sein, nicht quer zur Hochwasserströmung liegen und in stromabwärts gekehrter Richtung an dem einbuchtenden Ufer münden.

Die Ermittlung der abzuführenden Wassermengen ist wegen der Verschiedenheit der Niederschläge, der Wärme und Feuchtigkeit der Luft, der Bodenbeschaffenheit und der Bodenkultur ziemlich unsicher. Für die Berechnung offener Abzugsgräben in trockenzulegenden Niederungsländereien nimmt man häufig an, daß die Gräben imstande sein müssen, in einem Monate den vierten Teil der jährlichen Niederschlagsmenge abzuführen.

Dies gibt, wenn die letztere gleich *hm* gesetzt wird, für 1 ha und 1 Sekunde in Litern

$$\frac{100 \cdot 100 \cdot \frac{1}{4} h \cdot 1000}{30 \cdot 86\,400} = 0{,}965\, h,$$

oder hinreichend genau die einfache Regel: Die Wassermenge offener Gräben ist $= h$ Sekundenliter für 1 ha Grundfläche anzunehmen, wenn h die jährliche Niederschlagshöhe in Metern bedeutet.

Diese Annahme ist als recht auskömmlich anzusehen und kann für die Hauptkanäle großer Abwässerungsgebiete unter Umständen um 20 bis 30 vH. ermäßigt werden. Auch für die Entwässerung des Bodens durch Drainierung ist die obige Regel anwendbar. Wenn also die mittlere jährliche Regenhöhe in einer Gegend 0,60 m beträgt, so sind von 1 ha Grundfläche 0,60 sl Wasser abzuführen, oder richtiger, es müssen die Wasserzüge, Gräben oder Drainleitungen imstande sein, diese Wassermenge abzuleiten.

52. Drainierung. Es kommt häufig vor, daß ein Boden trotz genügender Vorflut an Versumpfung leidet und daß die Ländereien, namentlich im Frühjahre bis in den Sommer hinein nicht genügend trocken werden. Das einfachste und wirksamste Mittel zur Bodenverbesserung ist in solchen Fällen seine Drainierung, worunter man die Entwässerung durch unterirdische Sickerkanäle versteht. Diese Kunst war schon im Altertum bekannt, wo man Sickerkanäle bildete, indem man Faschinen oder Steine in die ausgehobenen Gräben legte und diese dann wieder verschüttete. Gegenwärtig wendet man überall zylindrische Tonröhren an, welche als sogenannte Drainröhren in Längen von 25 bis 30 cm und in Lichtweiten von 3 bis 15 cm fabrikmäßig hergestellt werden. Hierdurch ist die Ausführung der Drainierungen sehr erleichtert und vervollkommnet worden, sie gehört jetzt zu den wichtigsten Arbeiten auf dem Gebiete der Landeskultur.

Die Drainierungen bewirken eine schnellere Trockenlegung undurchlassender Bodenflächen. Durch den schnelleren Abfluß des versickerten Regenwassers werden die Schwankungen der von den Flüssen abzuführenden Wassermengen vergrößert, anderseits vermindert der Umstand, daß eine ausgetrocknete und durch Drainierung gelockerte Bodenschicht mehr Regenwasser aufzunehmen vermag als eine nasse Schicht, den oberflächlichen Abfluß der Niederschläge. Durchlassende Flächen bedürfen keiner Drainierung. Wo das Gefälle sehr klein ist, muß man durch offene Gräben entwässern, denn das Gefälle der Drainleitungen muß so groß sein, daß die Geschwindigkeit des Wassers nicht kleiner als 0,16 bis

0,20 m wird. Nach dieser Bedingung beträgt das Mindestgefälle

für Durchmesser von .	4	6	8	10 cm
i in mm für 1 m Länge	2,0	1,4	1,1	0,8

Die Tiefe der Drains beträgt gewöhnlich 1,2 m, ihre Entfernung 12 bis 18 m, ausnahmsweise bis 30 m. Die das Sickerwasser zunächst aufnehmenden Saugdrains erhalten keine größere Länge als 250 bis 300 m. Sie münden in die Sammeldrains in der Weise, daß man den Saugdrain über den Sammeldrain legt, Öffnungen in beide Röhren haut und das freie Ende des Saugdrains verstopft. Die Drainleitung nimmt das Wasser hauptsächlich durch die Stoßfugen zwischen den einzelnen 26 bis 30 cm langen Röhren auf, die ohne Muffen oder sonstige Verbindung stumpf aneinandergereiht werden. Die Verlegung der kleineren Röhren bis zu 8 cm Durchmesser erfolgt mittels des Legehakens. Im Moor werden die Gräben 10 bis 15 cm tiefer ausgehoben, und es wird eine Bettung von Kies oder Sand eingebracht. Beim Verfüllen der Gräben ist der Boden aus dem Untergrunde zuerst einzubringen, damit der Mutterboden wieder nach oben kommt. Das Ausheben der Gräben erfolgt entgegen der Richtung des Gefälles, das Verlegen der Röhren vom oberen Ende der Leitung abwärts.

Damit die Drains nicht durch Pflanzenwurzeln, die sich nach den wasserführenden Leitungen hinziehen und durch die Fugen eindringen, verstopft werden, müssen die Leitungen 8 bis 12 m von Bäumen entfernt bleiben, auch dürfen sie keine offenen Gräben kreuzen, oder gar unter deren Sohle entlanggeführt werden; die Mündungen der Leitungen werden aus Stein oder Gußeisen hergestellt und erhalten ein Drahtgitter, um das Eindringen von Tieren zu verhindern.

Die Kosten betragen für 1 m Saugdrain von 4 cm Weite bei 1,2 m Tiefe der Drainierung etwa 20 bis 30 Pf., wovon 10 bis 16 Pf. auf Erdarbeit und Verlegen entfallen. Sammeldrains von 8, 10 und 13 cm kosten etwa 12, 20 und 30 Pf. für 1 lfd. m mehr als jene Saugdrains. Die Gesamtkosten der Drainage betragen 120 bis 200 ℳ für 1 ha, in schwierigen Fällen bis 300 ℳ. Abgesehen von der schnelleren Trockenlegung des Ackers, wird die Lockerung des Bodens als Vorteil der Drainierung angesehen; dieser wird besser durchlüftet und erwärmt, so daß die Pflanzenwurzeln tiefer eindringen können.

Die Berechnung der Rohrweiten wird durch Benutzung von Tafeln oder zeichnerischen Darstellungen erleichtert. Wenn die abzuführende Wassermenge auf 0,65 sl für 1 ha angenommen wird, so erhält man die Fläche x, welche durch eine Drainleitung vom

Durchmesser d bei dem Gefälle i entwässert werden kann, aus der Gleichung

$$d^2 \frac{\pi}{4} \cdot v = \frac{0,65 \cdot x}{1000},$$

worin x in ha, d und v in m angenommen sind. v ist nach den in Artikel 28 gegebenen Formeln zu berechnen. Nachstehend sind einige Ausrechnungen angegeben.

Durchmesser d in m	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,15
Geschwindigkeit v (in m) $= \sqrt{i} \times$.	2,93	3,60	4,25	4,75	5,60	6,42	7,35	8,60
Wassermenge q (in sl) $= \sqrt{i} \times$ . .	2,07	4,53	8,35	13,4	28,2	50,4	83,1	152
Fläche x in ha $= \sqrt{i} \times$	3,18	6,96	12,8	20,6	43,4	77,5	128	234

Demnach genügt beispielsweise bei dem Gefälle $i = 1:200$ ein Drain von 5 cm Weite für eine Fläche von $\frac{12,8}{\sqrt{200}} = 0,90$ ha, was bei 20 m Abstand der Saugdrains einer Leitungslänge von $\frac{9000}{20} = 450$ m entspricht.

53. Entwässerung von Ortschaften. Die einfachsten Anlagen zur Ableitung des Wassers in Städten und Dörfern bestehen in offenen Abzugskanälen, welche stets feste und möglichst glatte Wandungen erhalten sollten. Rinnsteine genügen für die Abführung des Regenwassers von einzelnen Höfen und Straßen, wenn sie wenigstens 1 : 250 Gefälle erhalten können; sind jedoch größere Flächen zu entwässern, so erfordern sie Abmessungen, welche für den Straßenverkehr unbequem sind. Man überdeckt die Rinnsteine deshalb oder ersetzt sie durch unterirdische Abzugskanäle, die in Niederdeutschland häufig Siele, in Mitteldeutschland stellenweise Schleusen genannt werden.

In den unterirdischen Abzugskanälen ist das Wasser den Einwirkungen des Frostes entzogen, welcher bei den Rinnsteinen und Drummen (überdeckten Rinnen) sehr lästig wird, die Höfe und Keller können besser entwässert werden, der Straßenverkehr wird weniger belästigt, die Schmutzstoffe verderben die Luft weniger und werden schneller abgeführt.

Sehr wichtig ist die Bestimmung der abzuführenden Wassermengen, wobei zwischen dem Regenwasser und dem Brauchwasser zu unterscheiden ist. Der häusliche Wasserverbrauch ist von der Einwohnerzahl abhängig und in Städten mit Wasserleitung (vergl.

Art. 70) etwa zu 120 l, in anderen Orten etwa zu 60 l für den Kopf und Tag anzunehmen. Man darf aber nicht mit der zur Zeit der Erbauung gerade vorhandenen Kopfzahl der Einwohner rechnen, sondern muß die zukünftige Entwicklung der Bebauung sorgfältig zu berücksichtigen suchen, damit nicht die Anlagen schon nach kurzer Frist unzulänglich werden. Der Wasserverbrauch wechselt mit der Tageszeit, der höchste Stundenverbrauch ist zu $^1/_{10}$ des Tagesverbrauchs zu rechnen. Für den gewerblichen Wasserverbrauch lassen sich keine Durchschnittszahlen angeben, die Abschätzung ist vielmehr auf an Ort und Stelle durchgeführte Untersuchungen zu begründen.

Das Regenwasser wird bisweilen getrennt von dem Hauswasser abgeführt, und unter Umständen begnügt man sich mit der oberirdischen Ableitung des Regenwassers. Gebräuchlicher ist aber die gemeinsame Abführung von Haus- und Regenwasser, und sie verdient in den meisten Fällen den Vorzug, da auch das von den Straßen ablaufende Wasser, namentlich beim Beginn des Regenfalls durch Schmutzstoffe verunreinigt ist. Die Frage, ob auch die Auswurfstoffe durch die Kanäle abgeführt werden sollen, kann nicht allgemein, sondern nur von Fall zu Fall beantwortet werden.

In bewohnten Orten kommt ein um so größerer Teil des Regenwassers zum Abfluß, je größer die durch Bebauung und Pflasterung gedeckten Bodenflächen im Verhältnis zu den unbefestigten Flächen (Gärten, Rasenflächen usw.) sind, auch fließt das Wasser von den ersteren schneller zu. In einem kleinen Abflußgebiet, dessen Flächen gutes Gefälle besitzen und der Hauptsache nach bebaut oder gepflastert sind, ergibt sich die größte, durch die Kanäle abzuführende Regenwassermenge unmittelbar aus der Regenhöhe der stärksten Sturzregen, die nach Art. 2 äußerstenfalls Beträge von 300 l für 1 ha und 1 Sekunde erreichen können. Bei größeren Abflußgebieten mit nur teilweise befestigten Flächen spielen dagegen die Verdunstung und Versickerung sowie namentlich auch die Verzögerung des Abflusses eine Rolle. Infolge der Verzögerung ergibt nicht selten ein mäßiger und langdauernder Regen größere Abflußmengen als ein rasch verlaufender Sturzregen. Wenn z. B. das Abwässerungsgebiet so groß ist, daß das Wasser von den entfernteren Teilen erst nach dem Aufhören des Sturzregens in dem zu berechnenden Kanal ankommt, so sind diese Teile für die Berechnung der größten sekundlichen Abflußmenge ganz außer Ansatz zu lassen. Der Abflußbeiwert ψ, der das Verhältnis der größten Regenmenge zur größten Abflußmenge angibt, bestimmt sich also einerseits nach der Beschaffenheit der den Regen auf-

nehmenden Flächen, anderseits nach der Größe, der Form und dem natürlichen Gefälle des Abflußgebietes, von denen die Verzögerung abhängig ist.

Beispiel. 5 ha voll anzurechnende Abwässerungsfläche liefern bei 150 sl Regendichte und dem Abflußbeiwert $\psi = 0{,}4$ eine Regenabflußmenge von

$5 \cdot 150 \cdot 0{,}4 = 300$ sl . . . . = 0,300 cbm.

Hierzu kommt das Hauswasser, und zwar, wenn 300 Einwohner auf 1 ha zu rechnen sind und der größte stündliche Abfluß $= {}^1/_{10}$ der Tagesmenge gesetzt wird, 5 ha mit je $\frac{300 \cdot 120}{10 \cdot 60 \cdot 60}$

$= 5 \cdot 1{,}0$ sl . . . . = 0,005 cbm

zusammen 0,305 cbm.

Die Regenwassermenge ist in diesem Falle 60 mal so groß als die größte Hauswassermenge. Diese kann allgemein nach der einfachen Regel: Größte Hauswassermenge $= {}^1/_3$ sl auf je 100 Einwohner für Städte mit Wasserleitung und gleich der Hälfte dieses Betrages für andere Orte angesetzt werden.

Die Zahlen, die bei der Berechnung der Kanalnetze deutscher Städte für das Sekundenliter Regenwasserabfluß auf 1 ha zugrunde gelegt sind, schwanken in weiten Grenzen. Für dichte Bebauung werden gerechnet

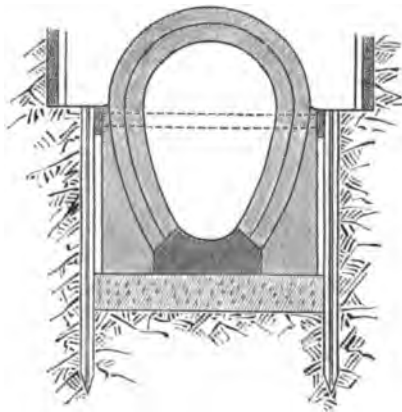
in	Köln	127,5	sl	auf	1 ha
„	Wiesbaden	73	„	„	„
„	Dresden	50	„	„	„

Für offene Bebauung werden etwa 30 sl gerechnet. Bei Bestimmung der Abmessungen der Sammelkanäle ist natürlich zu beachten, daß die offen bebauten Stadtteile oft in späterer Zeit dicht bebaut werden. In neuerer Zeit werden höhere Zahlen gerechnet als früher, weil sich manche Kanäle als unzureichend erwiesen haben. So wird in Berlin der Abfluß bei dichter Bebauung, der früher mit nur 21,2 sl für 1 ha angenommen war, jetzt mit 52 sl berechnet.

In den meisten Fällen ist es der Kosten wegen praktisch unausführbar, die Hauptkanäle der Sammelgebiete so groß zu machen, daß sie auch bei den ungünstigsten Regenfällen alles Wasser abführen können. Man begnügt sich deshalb mit der Annahme kleinerer Abflußmengen und entlastet die Hauptsammler durch sogenannte Notauslässe. Dies sind besondere Kanäle, welche zu den nächsten Wasserläufen führen, in der Regel aber trocken liegen und durch Überfallöffnungen nur so lange aus den Hauptkanälen gespeist werden, als der Wasserstand in jenen eine gewisse Füllhöhe überschreitet. Das Hauswasser ist alsdann mit so viel Regenwasser verdünnt, daß es nach dem Flusse abgeleitet werden darf, während es unter gewöhnlichen Verhältnissen in den Abzugskanälen nach einem entfernten Sammelpunkte fließt, wo es

entweder gereinigt und unterhalb des Stadtgebietes in den Fluß geleitet, oder auf Rieselfelder geschafft wird. Die Entlastung durch Notauslaßkanäle ist von besonderer Wichtigkeit für solche Entwässerungsanlagen, bei denen das Kanalwasser künstlich gehoben werden muß. Gewöhnlich läßt man die Notauslässe in Wirksamkeit treten, sobald die Abflußmenge der Kanäle den doppelten Betrag der größten Hauswassermenge erreicht, und stellt die von den Hauptkanälen abzuführende und durch die Pumpen zu hebende größte Wassermenge mit dem $2^1/_2$- bis 3fachen Betrage der größten Hauswassermenge in Rechnung. Demgemäß würde die Pumpenanlage für eine Wasserhebung von ungefähr 1 sl auf je 100 Einwohner einzurichten sein. Um eine mit den zugrunde gelegten Annahmen im Einklange stehende Entlastung wirklich zu erzielen, müssen die Notauslaßkanäle in ausreichender Zahl und Leistungsfähigkeit vorhanden sein und die Überfälle eine genügende Breite haben. In der Nähe der Pumpenanlage pflegt man stets einen besonders leistungsfähigen Notauslaß vorzusehen. Die Pumpen, die das Kanalwasser für gewöhnlich in die Druckrohrleitung fördern, können es dann bei starken Regenfällen dem Notauslaß zuführen. Bis zu den einzelnen Notauslässen hat die Leitung natürlich die gesamten Zuflüsse abzuführen.

Abb. 57.



Unter gewöhnlichen Verhältnissen sind die Kanalquerschnitte nur teilweise mit Wasser gefüllt und demnach nach den für offene Leitungen geltenden Regeln zu berechnen. Die Hauptkanäle werden häufig auch bei Regenfällen in derselben Weise durchflossen, während die meisten kleineren Straßenkanäle sowie deren Zubringer sich alsdann in geschlossene Leitungen verwandeln, deren Wasserspiegelgefälle von dem Sohlengefälle unabhängig ist. Hinsichtlich der Berechnung wird auf Art. 28 und 29 verwiesen.

Große Abzugskanäle erhalten (s. Abb. 57) gewöhnlich einen eiförmigen Querschnitt, damit zur Förderung des Abflusses der kleinsten Wassermengen der Wert des Bruches

$$\frac{\text{Wasserhaltender Querschnitt}}{\text{Benetzten Umfang}}$$

möglichst groß wird. Solche Kanäle werden aus Klinkern in Zement-

mörtel hergestellt. Für kleinere Kanäle werden auch gut gebrannte glasierte Tonrohre verwendet, und zwar bis zu inneren Weiten von 0,8 m. Auch Betonrohre werden vielfach benutzt, und für größere Kanäle kommen neuerdings Betonkanäle mit Eiseneinlage in Gebrauch. Straßenleitungen erhalten gewöhnlich nicht unter 0,25 m, Hausanschlüsse nicht unter 0,15 m Lichtweite. Die Tonröhren werden mit Muffen angefertigt und mit Teerstrick und Zement, plastischem Ton oder Asphaltkitt in sorgfältiger Weise so gedichtet, daß weder Kanalwasser austreten noch Grundwasser eindringen kann. Eine Senkung des Grundwasserstandes wird jedoch häufig durch die Abzugskanäle insofern mittelbar herbeigeführt, als das Grundwasser neben der Leitung einen leichteren Abzug findet. Um den Abzug des Grundwassers zu fördern, werden die Leitungen bisweilen mit Kies umhüllt, auch werden Drainröhren in die Bettung eingelegt. Das Gefälle der Abzugskanäle darf zur Vermeidung von Ablagerungen nicht zu gering sein; schlüpfbare Kanäle erhalten möglichst ein Gefälle 1 : 1000, Tonrohrleitungen 1 : 150 bis 1 : 400, Hausanschlüsse 1 : 50. Hauptsammler müssen häufig mit einem Gefälle von 1 : 2000 bis 1 : 3000 angelegt werden. Im allgemeinen ist ein solches Gefälle anzustreben, daß die je nach der Füllhöhe der Kanäle wechselnde Wassergeschwindigkeit in den Stunden des stärksten Hauswasserzuflusses etwa 0,60 m groß wird. Muß ein schwächeres Gefälle gewählt werden, so ist eine zeitweise Spülung erforderlich. Um eine vorhandene Wasserbezugsquelle zur Spülung benutzen zu können, ist bisweilen dem oberen Ende eines Abzugskanals eine bestimmte Tiefenlage zu geben.

Das Kanalnetz gestaltet sich am einfachsten, wenn die Ortschaft von einem Flußlauf durchquert wird. Es können dann, soweit es überhaupt angängig ist, die Abwässer dem Flusse zuzuführen, die Hauptkanäle senkrecht zum Fluß angelegt werden. Man kann aber auch seitlich vom Flusse Abfangkanäle anlegen und diesen die Abwässer senkrecht zuführen. Die Abfangkanäle münden unterhalb der Stadt entweder unmittelbar oder unter Einschaltung einer Kläranlage in den Fluß, oder sie führen das Wasser einem Pumpwerk zu, das sie auf Rieselfelder schafft. Bei solcher Anordnung lassen sich zwischen dem Abfangkanal und dem Fluß kurze Verbindungen für die Notauslässe leicht herstellen. Bei wechselnder Höhenlage der Ortschaft trennen die natürlichen Wasserscheiden die einzelnen Sammelgebiete. Der Hauptsammelkanal erhält naturgemäß die tiefste Lage seines Gebietes. Nebensammler vermitteln die Zufuhr aus den Straßenkanälen, denen wiederum die Hausleitungen zufließen.

Die größeren Seitenkanäle werden stets in flachem Bogen in die Hauptkanäle eingeführt, für die Vereinigung von Rohrleitungen dienen runde Einsteigeschächte als Verbindungsglied, und der Anschluß von Hausleitungen, Straßeneinläufen und Regenrohren erfolgt bei gemauerten Kanälen durch besonders eingemauerte Einlaßstücke, bei Rohrleitungen durch Gabelrohre, welche in angemessenen Abständen in die Leitung eingefügt werden.

Einsteigeschächte dienen zur Besichtigung und näheren Untersuchung des Betriebes der Abflußleitungen und sind in Abständen von 100 bis 200 m erforderlich. Zwischen zwei Einsteigeschächten erhalten die Kanäle gerade Richtung und gleichmäßiges Gefälle, so daß ein Durchblicken von einem Schacht zum andern möglich ist. Bisweilen werden zwischen den Einsteigeschächten, denen man alsdann eine etwas größere Entfernung geben kann, kleine Tonrohrschächte als sog. Lampenlöcher angelegt. Von den Einsteigeschächten aus erfolgt die Reinigung der Rohrleitungen durch Hindurchziehen einer kugelförmigen Bürste. Diese wird mit einem Tau nachgezogen, nachdem zuvor ein geölter Bindfaden mit einem Schwimmer hindurchgetrieben ist; bisweilen legt man auch eine verzinkte Kette dauernd in die Leitung ein, um das Bürstentau durchzuziehen. Die Reinigung der begehbaren Eikanäle ist einfacher und erfolgt durch Arbeiter mit Schaufel und Besen, bisweilen auch unter Anwendung von Reinigungswagen, welche durch aufgestautes Kanal- oder Spülwasser vorwärts getrieben werden.

Zum Spülen sind zahlreiche Vorrichtungen im Gebrauch; gemeinsam ist allen die Anwendung von Abschlußvorrichtungen (Klappen, Schieber, Türen), um durch zeitweisen Aufstau und plötzliches Ablassen des Wassers einen kräftigen Spülstrom zu erzielen, ohne dauernd große Spülwassermengen zuführen zu müssen.

Die Straßeneinläufe werden in den Rinnsteinen in Abständen von 40 bis 80 m angelegt und häufig mit Schlammfang und Wasserverschluß versehen. Bei den Hausanschlüssen sind Schlammfänge stets erforderlich. Im Inneren der Häuser erhalten alle Küchenausgüsse und Abtritte ihre besonderen Wasserverschlüsse, damit die Kanalluft von den Wohnungen abgehalten wird. Die bis über das Dach geführten Abfallrohre, in welche jene Ausgüsse münden, werden neuerdings häufig frei in die Straßenleitungen eingeführt. Da die Kanalluft gewöhnlich wärmer als die Außenluft ist und diese durch die Öffnungen in den Einsteigeschächten eintreten kann, findet eine Abströmung durch die Abfallrohre und damit eine Lüftung der Abzugskanäle und der Abfallrohre statt, sofern diese von der Straßenleitung aus stetig ansteigend angelegt werden. Diese Anordnung ist indessen nur bei gut angelegten und unter-

haltenen Entwässerungsanlagen ohne Bedenken, während in anderen Fällen die Einschaltung von Wasserverschlüssen zwischen Hausleitung und Straßenleitung vorzuziehen ist. Für die Lüftung des Kanalnetzes stehen alsdann noch die Regenrohre zur Verfügung, und es werden bisweilen noch besondere Lüftungsrohre von dem Scheitel der Kanäle aufsteigend angeordnet.

Die Herstellungskosten der Abzugkanäle sind von ihrer Bauweise und von den örtlichen Umständen (Tiefenlage, Grundwasserstand und Bodenbeschaffenheit) abhängig. Tonrohrleitungen kosten in Berlin einschließlich der Baugruben und aller Nebenarbeiten bei mittleren Verhältnissen, d. h. 3 m tiefer grundwasserfreier Grube

bei 0,20 0,40 0,60 m Weite
etwa 15 25 50 *M* für 1 lfd. m

Die Röhren allein ab Fabrik für 1 m Baulänge

etwa 2,5 bezw. 9 und 21 *M*.

Eikanäle von 1,2 m Höhe kosten unter gleichen Umständen bis 130 *M* für 1 m Länge. Dabei sind alle Verwaltungskosten eingeschlossen. Für das steigende Meter Einsteigeschacht in der üblichen Berliner Bauweise mit ein Stein starker Wandung sind 110 bis 130 *M* zu rechnen einschließlich der Abdeckung, für ein Berliner Gully sind 270 *M* zu rechnen. Natürlich wechseln die Preise mit der Baugrubentiefe, der Bodenart, der Pflastergattung usw.

54. Abwasserreinigung. Nur selten ist eine Stadtverwaltung in der Lage, ihre Abwässer ohne besondere Vorrichtungen in den die Stadt durchziehenden Fluß zu leiten. Selbst wenn sich das Gewässer durch günstige Strömungs- und Wassermengenverhältnisse im allgemeinen dazu eignet, muß man mit Rücksicht auf die Zeiten niedriger Flußwasserstände doch oft auf die Verunreinigung Rücksicht nehmen, damit für die Gesundheit der Uferbewohner keine Gefahren entstehen. Jedenfalls muß mit einer noch zulässigen Gesamtverunreinigung des Flusses und mit der Tatsache gerechnet werden, daß höhere Wasserstände in der Regel viel Schwebestoffe, niedrige dagegen am meisten gelöste Stoffe mit sich bringen.

Jede künstliche Reinigung der Abwässer versucht den natürlichen Reinigungsvorgang zu beschleunigen, und zwar wird jede Reinigung, die sich der auch von der Natur benutzten Hilfsmittel bedient, einen möglichst hohen Grad der Vervollkommnung erreichen. Es ist daher vorerst die Rieselung zu nennen, an die sich die Reinigung durch das biologische Verfahren sowie die mechanische und chemisch-mechanische Reinigung anreihen.

Bei der Rieselung werden die Abwässer in offenen Gräben mit mäßigem Gefälle oder in geschlossenen eisernen Leitungen

den Rieselfeldern zugeführt und hier durch Gräben erster, zweiter und dritter Ordnung über eine größere Fläche Landes ausgebreitet. Sie durchdringen die Bodenschichten, um dann in tiefer eingeschnittenen Vorflutgräben als gereinigte Abwässer abgeleitet zu werden. Die Verteilungsgräben können entweder in das Gelände eingeschnitten oder auf Dämmen geführt werden. Je nachdem das Gelände geneigt oder eben ist, können verschiedene Bauarten der Rieselfelder berücksichtigt werden (vergl. Art. 67). Rieselfelder bewirken meist eine weitgehende Reinigung der Abwässer, setzen jedoch einen Boden voraus, der hinreichend durchlässig ist, die Abwässer aber doch nicht zu rasch durchgehen läßt. Sandboden mittlerer Korngröße, mit Lehm und Mergel untermischt, eignet sich am besten. Weiterhin muß auf gleichmäßige Vorflut und auf eine richtige Auswahl der Anbaupflanzen Rücksicht genommen werden. Rüben, Raps, Möhren eignen sich am besten.

Bei der Reinigung mit Hilfe des biologischen Verfahrens wird das Abwasser, nachdem die gröberen Stoffe durch Sandfang und Rechen, oft auch durch eine Vorbehandlung in Faulkammern ausgeschieden worden sind, durch Filterbecken geleitet, die in ihrer Zusammensetzung aus Koks, Kies, Ziegelschotter und Schlacken bestehen. Die Beschickung wird durch mehrere Ruhepausen im Laufe eines Tages unterbrochen, während deren die Filter durchlüftet werden. Die mitgeführten Schwebestoffe werden im Filter abgesetzt, und verlieren durch Oxydationsvorgänge sehr bald die Neigung zur Fäulnis. Bei diesem Verfahren kommen Vorgänge physikalischer, chemischer und biologischer Natur zur Erscheinung, über deren Wesen bisher noch keine vollkommene Klarheit geschaffen worden ist. Das Leben der Bakterien in den Filtern muß möglichste Förderung erfahren, weshalb Stoffe, wie Säuren von Fabrikwässern, die dieses Leben hindern, den Abwässern nicht zugeführt werden dürfen.

Eine weitere Art, Abwässer zu reinigen, beruht in der mechanischen Klärung. Das Verfahren entfernt die gröberen Stoffe bis etwa 15 mm Größe durch Rechen mit mechanischem Antriebe, ermöglicht durch Anlage konisch geformter Brunnen das Zurückhalten schwerer Sinkstoffe, besonders Sand. Die Ausführung mechanischer Klärung an freier Luft wirkt geruchbelästigend, deshalb dürfen solche Anlagen nicht in der Nähe menschlicher Wohnstätten errichtet werden. Gleichzeitig haftet diesem Verfahren der Mangel jeglicher Desinfektion an, so daß besondere Einrichtungen für eine solche meist als Ergänzung hinzukommen. Dies führt zu der Verbindung mechanischer mit chemischer Klärung. Das Verfahren besteht darin, daß man den Schmutzwässern Kalk

als Reinigungsmittel zusetzt, wodurch eine starke Desinfektionswirkung erzielt wird. Diese Wirkung erfährt dann noch eine Erhöhung, wenn man den größten Teil der Schwebestoffe vor dem Zusetzen des Fällungsmittels zu entfernen sucht. Die zum Absetzen der Sinkstoffe benutzten Einrichtungen zerfallen in Klärbecken, Klärbrunnen und Klärtürme.

Becken erfordern großen Raum, lagern den Schlamm auf großen Flächen ab. Um eine Reinigung vorzunehmen, ist es meist nötig, einen größeren Teil der Anlage außer Betrieb zu setzen. Durch eine solche, alle 5 bis 10 Tage wiederkehrende Ausschaltung wird das erforderliche Flächenmaß nicht unbedeutend erhöht, und die Kosten werden verteuert.

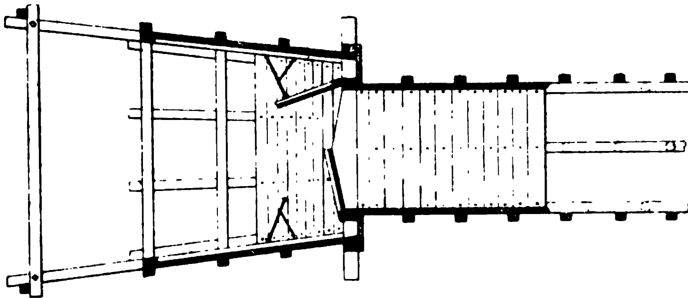
Beim Klärbrunnen steigt das in der Tiefe zugeführte Wasser unter Druck langsam auf und fließt über den Brunnenrand ab. Die Schwebestoffe bewegen sich der Schwere folgend der Richtung des Wasserstromes entgegen. Die Brunnen brauchen wenig Raum, lassen sich bei Belästigung durch Geruch leicht überdachen und sind frostfrei.

Klärtürme bestehen meist aus eisernen Glocken, die sich auf brunnenartige Becken von geringer Tiefe aufsetzen. Die Luft in der Glocke wird verdünnt, wodurch das Schmutzwasser im Inneren aufsteigt, während sich die Schwebestoffe in Becken ablagern. Der Klärvorgang ist der gleiche wie beim Klärbrunnen, die Klärtürme haben aber den Vorzug, daß sich die entwickelten Gase durch die Glocke geruchlos zu einer Feuerung führen lassen.

55. Küstenmarschen. In den eingedeichten Niederungen des Binnenlandes wird die natürliche Abwässerung während der größeren Anschwellungen des Flusses jedesmal auf längere Zeit unterbrochen, und sie beginnt erst wieder, wenn das Hochwasser sich verlaufen hat. Im Flutgebiet tritt die Unterbrechung bei jeder Tide ein. Beim Ansteigen der Flut hört die Abwässerung auf, und die Ausflußöffnungen der Siele müssen geschlossen werden, weil sonst das Außenwasser einströmen würde. Um eine umständliche Bedienung der Siele zu vermeiden, versieht man sie mit Drehtoren, welche nach der Seeseite aufschlagen und beim Eintritt der Flutströmung von dem eingehenden Strome erfaßt und geschlossen werden. Sie öffnen sich wieder während der Ebbe durch den Druck des Binnenwassers, sobald der äußere Wasserstand bis unter den inneren herabgesunken ist. Aus den Abb. 58 und 59 ist diese Anordnung ersichtlich, während Abb. 60 ein kleines Siel mit Klappenverschluß veranschaulicht.

Die Abwässerungszeit dauert bei jeder mittleren Tide einige Stunden, bei außergewöhnlich hohen Tiden kommt es aber vor, daß der Außenwasserstand gar nicht unter die Höhe des Binnenwasserstandes absinkt, so daß die Abwässerung für diese Tide ganz fortfällt. Folgen mehrere hohe Fluten aufeinander, so kann die Ausströmung tagelang ganz unterbrochen bleiben. Bei Be-

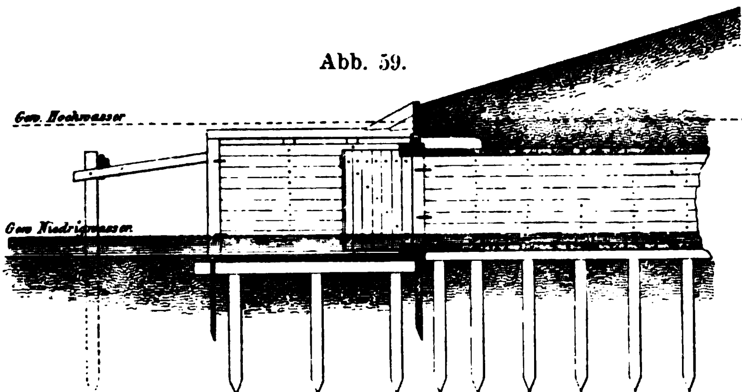
Abb. 58.



stimmung der Größe der Sielöffnungen sind die Menge des abzuführenden Wassers, die Zeitdauer der Abwässerung und der Höhenunterschied zwischen dem Binnenwasserstande und dem Außenwasserstande zu berücksichtigen.

Für das Siel ist eine vor dem stärksten Wellenschlage und dem Angriffe des Stromes und Eises geschützte Stelle zu wählen,

Abb. 59.

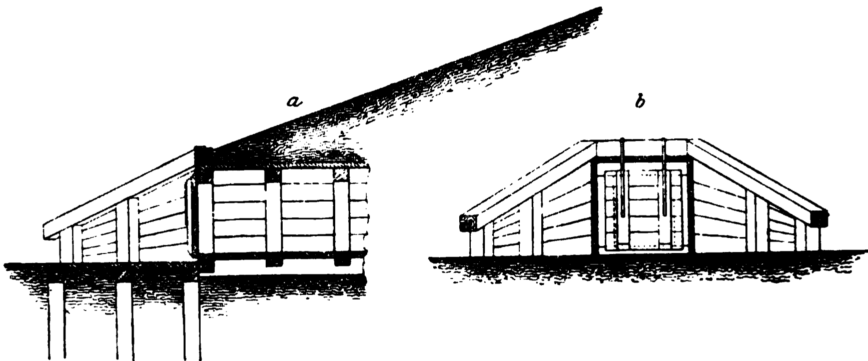


und es ist namentlich dafür zu sorgen, daß das Außentief oder Sieltief, d. i. die Rinne, die das Siel mit dem eigentlichen Stromschlauche oder mit der offenen See verbindet, günstig verläuft. Ist das Sieltief nämlich sehr lang oder eng, gekrümmt und flach, oder ist es starker Versandung oder Verschlickung ausgesetzt, so verbraucht es bei der Auswässerung ein starkes Gefälle, der

Wasserstand sinkt vor der Sielmündung nicht genügend, und die Entwässerung wird beeinträchtigt. Auch das Binnentief, eine größere Wasserfläche an der Binnenseite des Sieles ist für die Entwässerung wichtig. Hier sammelt sich bei geschlossenem Siel das Wasser an. Je niedriger die eingedeichte Fläche liegt, je kürzer also die Abwässerungszeit ist, um so größer muß die Fläche des Binnentiefs und der Entwässerungsgräben sein. In den Niederlanden beträgt die Fläche der sämtlichen Binnenwasserzüge bei niedrigen Weidepoldern $^1/_{10}$ bis $^1/_{15}$, bei hohen Ackerpoldern dagegen nur $^1/_{70}$ der ganzen Polderfläche.

An der Küste kommt es weniger als in den Binnenniederungen darauf an, ob das Siel etwas mehr oder weniger stromabwärts angelegt wird, weil das Niedrigwasser überall nahezu dieselbe Höhe hat. Selbst vor langen Deichstrecken in den Strommündungen sind die Unterschiede nur so unbedeutend, daß sie gegenüber den übrigen Rücksichten nicht ins Gewicht fallen.

Abb. 60.



Der Sielboden ist zwar, um den nötigen Durchflußquerschnitt mit geringer Weite zu erzielen, möglichst niedrig zu legen, es ist aber nicht zweckmäßig, ihn tiefer als die Sohle des Außentiefs anzunehmen, weil die Beweglichkeit der Tore bei so tiefer Lage durch Verschlickung oder Versandung beeinträchtigt würde.

Der tiefste Binnenwasserstand liegt wegen der Gefällverluste in dem Siel und dem Außentief stets höher als das äußere Niedrigwasser, und der höchste Stand, bis zu dem das Binnenwasser angestaut werden darf, der Stauspiegel, ist je nach der Bodenbenutzung der niedrigsten zu entwässernden Ländereien zwischen 0,3 und 1 m unter deren Oberfläche anzunehmen. Aus der Bedingung, daß die vor dem geschlossenen Siel sich anstauenden Wassermassen den festgesetzten Stauspiegel nicht überschreiten dürfen und daß sie in der Entwässerungszeit einer Tide vollständig

abfließen müssen, ist die Größe der Sielöffnungen zu berechnen. Durch den Stau wird die Vorflut der niedrigsten Ländereien umsomehr gefährdet, je größer der Zufluß zum Siel ist. Deshalb sucht man verschieden hoch gelegene Flächen getrennt zu entwässern, und wenn dies nach den örtlichen Verhältnissen nicht möglich ist, versieht man die Abzuggräben der niedrigen Flächen mit kleinen durch Tore oder Klappen selbsttätig sich einstellenden Sielen, welche das Wasser der höheren Teile in ähnlicher Weise zurückhalten, wie das Hauptsiel das höhere Außenwasser abhält.

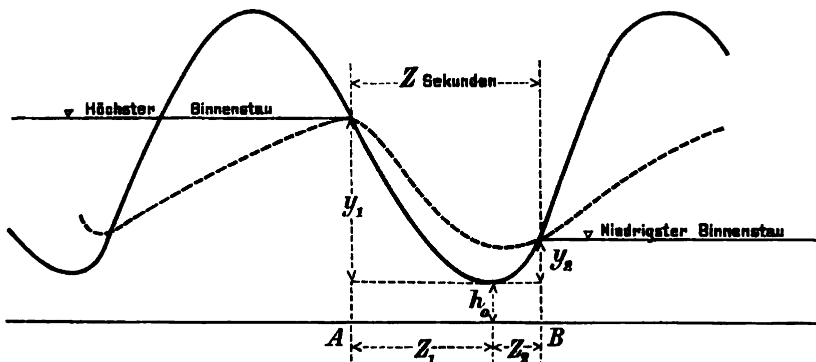
Es kommt wohl vor, daß die gewöhnlichen Fluten noch keine Überschwemmung des Binnenlandes herbeiführen, indem die Oberfläche der Ländereien höher liegt als das mittlere Hochwasser. Alsdann kann man die Siele ausnahmsweise während der ganzen Tide geöffnet halten und das Flutwasser eintreten lassen. Dies geschieht bisweilen zur Anfeuchtung der Ländereien, oder wenn Ausbesserungen an dem Siel vorzunehmen, beispielsweise neue Tore einzuhängen sind, häufiger jedoch, um in dem Außentief einen kräftigen Spülstrom zu erzeugen, der dieses aufräumen soll. Die Rücksicht auf das weidende Vieh verlangt dann aber die Absperrung der Abzuggräben, damit das Salzwasser nicht in diese eindringt. Um das Flutwasser auch bei niedriger Uferlage einlassen zu können, werden bisweilen die unteren Teile des Binnentiefs mit Verwallungen versehen. Die Überstauung der Ländereien mit Seewasser ist stets unzulässig, und auch die Gräben dürfen nicht mehrmals hintereinander damit angefüllt werden.

Oberhalb der Grenze des Salzwassers in den Strommündungen ist es dagegen für die Ländereien sehr vorteilhaft, schlickhaltiges Flutwasser einzulassen, und die Entwässerungsschleusen werden hierzu häufig benutzt. Es ist dazu nur nötig, die Tore mit Schützen zu versehen, damit das Einlassen jederzeit unterbrochen und ganz nach Belieben geregelt werden kann. Da die Einströmung sich in jeder Tide wiederholt, läßt sich eine viel wirksamere Überstauung der Ländereien einrichten als in den Niederungen des oberen Stromes, wo eine solche nur bei den selten vorkommenden hohen Anschwellungen ausführbar ist. Will man das eingelassene Wasser bei der Ebbe zurückhalten, so ist das Siel mit Ebbetoren zu versehen oder als eine nach beiden Richtungen kehrende Freiarche auszuführen.

56. Berechnung der Siele. Zunächst sind die abzuführenden Wassermengen zu ermitteln. Sie setzen sich zusammen aus dem Wasser, welches der Niederung von den oberhalb gelegenen Gegenden zufließt, aus den Niederschlägen des eigentlichen Niederungsgebiets und dem Dränge-, Qualm- oder Kuverwasser. In den

eigentlichen Seemarschen, deren Bodendecke aus Klei und Moor oder aus einem Gemisch von feinem Sande mit vielen tonigen oder moorigen Bestandteilen besteht, ist fast gar kein Drängewasser vorhanden. Wo dagegen der Boden in geringer Tiefe groben Sand enthält und die Wasserzüge in diesen eingeschnitten sind, wird die Menge des Kuverwassers sehr bedeutend; sie ist in besonders ungünstigen Fällen gleich einer täglichen Wasserschicht von 3 bis 6 mm, ja sogar bis 10 mm Höhe ermittelt worden. Sieht man von solchen ganz ungünstigen Fällen ab, so kann man das Kuverwasser bei der Berechnung der größten Abflußmengen unberücksichtigt lassen, und zwar umsomehr, als die größten Niederschlagsmengen, die nur sehr unsicher einzuschätzen sind, gewöhnlich reichlich hoch angenommen werden. Wo größere Bäche oder Flüsse in die Niederung eintreten und nicht durch einen Randkanal abgeführt werden können, muß deren Wassermenge besonders, am besten durch Messung und Beobachtung

Abb. 61.



ermittelt werden. Für das eigentliche Niederungsgebiet genügt die Annahme, daß die Hälfte des größten monatlichen Niederschlags gleichmäßig auf alle Tage des Monats verteilt wird, so daß täglich $^1/_{60}$ des größten Monatsniederschlags abzuführen sein würde. Wenn also Monatsniederschläge bis zu 180 mm Regenhöhe vorkommen, so würde die größte Abflußmenge täglich gleich einer Wasserschicht von 3 mm Höhe oder für jede Tide mit rund 1,5 mm anzunehmen sein. Während einer Tide würden also von jedem Hektar der Niederung 15 cbm abzuführen sein. Bisweilen hat man sich mit 10 bis 12 cbm begnügt, bisweilen auch 30 und sogar 40 cbm in Rechnung gestellt. Für mittlere norddeutsche Verhältnisse ist 20 cbm jedenfalls ein brauchbarer und auskömmlicher Mittelwert. Es ist bei dieser Annahme zu berücksichtigen, daß die Ober-

flächenneigung der Ländereien sehr gering ist und daß ein Teil der Niederschläge zunächst versickert, so daß niemals in einer Tide das während deren Dauer gefallene Regenwasser voll abzuführen ist. Eine Tide dauert 12,4 Stunden (vgl. Art. 60) oder rund 44 600 Sekunden. Die in der Sekunde zufließende Wassermenge sei $= Q$ und die Niederung umfasse K ha. Dann ist

$$Q = \frac{20\,K}{44\,600}.$$

Wird ferner die Zeitdauer der Entwässerung $= Z$ Sekunden gesetzt, so ist der Wasservorrat, welcher bei geschlossenem Siel in dem Binnentief und in den Wasserzügen aufgespeichert wird, gleich

(77) . . . . $Q\,(44600 - Z)$.

Dieser Ausdruck gibt den Rauminhalt des Wassers zwischen den beim Zugehen der Sieltore und bei dem Beginn der nächsten Abwässerung vorhandenen Wasserspiegelflächen.

Der Durchschnittswert der Wassermenge, die während der Entwässerungszeit durch das Siel sekundlich abfließt, ist

(78) . . . . $Q_a = \frac{Q \cdot 44600}{Z}$.

Es sei in der Sielöffnung

v = mittlere Geschwindigkeit,
b = lichte Weite,
h = mittlere Tiefe,
δ = mittlere Stauhöhe.

Dann ist

(79) . . . . $v = \frac{Q_a}{\mu\, b\, h}$.

Der Sielstau δ ist gleich der Stauhöhe, die in Brückenöffnungen und ähnlichen Verengungen eines Wasserlaufes vorkommt. Bei der Bestimmung von δ kann die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers vernachlässigt werden, weil der Querschnitt des Binnentiefs gewöhnlich sehr viel größer als der Sielquerschnitt ist.

Unter dieser Annahme ergibt sich (s. Abb. 62)

$$\delta = \frac{v^2}{2g}.$$

Die stark ausgezogene Sinuslinie der Abb. 61 soll nun die Flutkurve für das Außentief schematisch darstellen. Die Abszissen bedeuten Zeit, die Ordinaten die Höhe des zugehörigen Wasserstandes. Ebenso soll der Wasserstand des Binnentiefs durch die gestrichelte Linie gegeben sein. Die Entwässerung beginnt zur Zeit A und endet zur Zeit B, und während der Z Sekunden dauern-

den Entwässerungszeit ist der Sielstau δ stets gleich dem senkrechten Abstand beider Wasserspiegellinien.

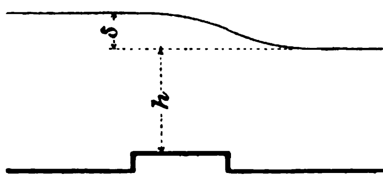
Da die beiden Wasserspiegel, ihr Unterschied δ und die Menge des ausfließenden Wassers sich während der Entwässerungszeit fortwährend ändern, können die Beziehungen zwischen der sekundlichen Ausflußmenge und dem Sielstau immer nur für ein Zeitdifferential dt oder angenähert für einen kleinen Zeitabschnitt Δt bestimmt werden.

Die Ausflußmenge ist dann in der Zeit Δt

(80) . . . . $\Delta M = \Delta t \cdot \mu b h \sqrt{2 g \delta}$.

Handelt es sich um die Abwässerung durch ein vorhandenes Siel, so ist b bekannt und h sowohl wie δ können fortlaufend durch Messung bestimmt werden. Die Gleichung 80 kann also zur Berechnung von ΔM benutzt werden, und die Summierung über die ganze Entwässerungszeit gibt dann die Menge des Wassers, die während einer Tide wirklich abfließt. Diese Berechnung ist indessen kaum von praktischer Bedeutung.

Abb. 62.



In der Praxis handelt es sich vielmehr darum, für ein zu erbauendes Siel die Breite b zu bestimmen. In solchem Falle ist die Flutkurve des Außensiels als bekannt vorauszusetzen. Nach Annahme der Höhe der Sielsohle können dann die Werte h für jeden Zeitabschnitt bestimmt werden. Für b wird vorläufig ein Wert angenommen, der nach dem Ergebnis der ganzen Rechnung noch zu verbessern sein wird. Die Spiegelhöhe des Binnentiefs ist dagegen unbekannt. Sie ändert sich während der Zeit Δt nach Maßgabe des Unterschiedes zwischen der aus dem Binnentief ausgeflossenen Wassermasse ΔM und der ihm gleichzeitig zugeflossenen Wassermasse. Da es nicht möglich ist, die von der ganzen Gestaltung der Wasserzüge abhängige Zuflußmenge für die Zeit Δt genau zu bestimmen, können wir auch die in der Zeit Δt eintretende Änderung des Binnenwasserspiegels und folglich auch nicht die Änderung von δ in zutreffender Weise ermitteln. Wir wissen nur, daß die dem Binnentief aus der Niederung zufließende Wassermenge beim Beginn der Auswässerung kleiner ist als die sekundliche Zuflußmenge der Niederung, also in der Zeit Δt kleiner als $Q \Delta t$, denn es findet alsdann noch eine Aufspeicherung der Niederschläge in den entfernteren Teilen der Wasserzüge statt.

Es muß deshalb ein Schätzungsverfahren eingeschlagen werden. Setzt man zu diesem Zweck die anfängliche Zuflußmenge

gleich einem eingeschätzten Mittelwert und nimmt man für einen bestimmten Zeitpunkt δ, also auch ΔM als bekannt an, so läßt sich die in der Zeit Δt eintretende Senkung des Binnenwassers ermitteln, und man erhält dann die Veränderung des Sielstaues δ gleich dem Unterschiede der Senkungen des Außen- und des Binnenwasserspiegels. Wenn man in dieser freilich etwas umständlichen Weise die Abflußmengen ΔM der einzelnen Zeitabschnitte nacheinander berechnet und ihre Summe für die ganze Dauer der Entwässerung bildet, so muß diese Summe der Zuflußmenge einer ganzen Tide gleich sein. Ergibt aber die Rechnung eine größere oder kleinere Summe, so ist die Sielbreite kleiner oder größer anzunehmen.

Diese Berechnungsart ist indessen nicht zu empfehlen, und zwar umsoweniger, weil sie bei aller Umständlichkeit doch die willkürliche Einschätzung der Wassermenge, die dem Binnentief zufließt, bedingt. Für die Berechnung der Sielweite ist das folgende Näherungsverfahren umsomehr ausreichend, als auch die Niederschlagsmengen und alle sonstigen Voraussetzungen der Rechnung recht unsicher sind. Man wendet dabei die Formel 79 an und führt passende Mittelwerte für v und h ein, indem man die ganze Abwässerungszeit Z in die beiden Abschnitte Z_1 und Z_2 vor und nach Eintritt des Niedrigwassers zerlegt. Steht das Wasser beim Beginn der Abwässerung um y_1, am Schlusse um y_2 über äußerem Niedrigwasser und ist h_0 die Tiefe der Sielsohle unter Niedrigwasser, so kann man für die mittleren Tiefen beider Zeitabschnitte schätzungsweise setzen (vgl. Abb. 61)

$$h_1 = h_0 + \frac{y_1}{3} \text{ und } h_2 = h_0 + \frac{y_2}{3}.$$

Bezeichnet man dann noch die mittleren Geschwindigkeiten in den beiden Zeitabschnitten mit v_1 bezw. v_2, so gilt für die ganze Ausflußmenge M die Formel

$$(81) \quad M = \mu b \left\{ \left(h_0 + \frac{y_1}{3} \right) v_1 Z_1 + \left(h_0 + \frac{y_2}{3} \right) v_2 Z_2 \right\}.$$

Die Geschwindigkeiten v_1 und v_2 sind unter Berücksichtigung der nachfolgenden Ausführungen zu wählen, und man kann sich leicht überzeugen, ob die aus den gewählten mittleren Geschwindigkeiten nach der Gleichung $\delta = \frac{v^2}{2g}$ bestimmten Werte δ den Wasserspiegelhöhen des Binnen- und des Außentiefs einigermaßen entsprechen. Dann ergibt sich b, wenn der Wert M aus der Gleichung

$$M = Q \cdot 44600 = Q_a (Z_1 + Z_2)$$

bestimmt wird.

Das Wasser strömt anfangs nur sehr langsam durch das Siel ab, dann mit zunehmender Geschwindigkeit. Wenn der Siel-

stau δ eine gewisse Größe erlangt hat, ist die Geschwindigkeit v so groß geworden, daß sich Binnenwasser und Außenwasser gleichmäßig senken. Je reichlicher die Sielbreite ist, desto schneller wird dieser Gleichgewichtszustand eintreten; ist dagegen das Siel sehr eng, so ist leicht zu ersehen, daß der Binnenwasserspiegel nur langsamer als das Außenwasser fallen wird und daß der Sielstau δ und die Geschwindigkeit v um so größer werden, je mehr das Außenwasser fällt. In dem zweiten Zeitabschnitte nimmt die Geschwindigkeit ab, und ihr Mittelwert wird im allgemeinen kleiner sein als in dem ersten.

In einem gut entwässernden Siel dürfen keine übermäßig großen Stauhöhen und Geschwindigkeiten entstehen, denn je größer δ ist, desto höher bleibt der Wasserstand des Binnentiefs, desto mangelhafter ist also die Entwässerung des Polders. Es ist auch zu berücksichtigen, daß der Bestand des Bauwerks durch zu große Wassergeschwindigkeiten gefährdet wird. Anderseits darf man das Siel, welches stets ein kostspieliges Bauwerk ist, auch nicht größer machen, als zur Erreichung einer genügenden Entwässerung notwendig ist. Mittlere Geschwindigkeiten von 1,5 bis 2 m sind für die nur kurze Zeit vorkommenden stärksten Abwässerungen noch als zulässig anzusehen.

Beispiel. Es sei die zu entwässernde Polderfläche gleich 600 ha, die größte Abflußmenge für eine Tide einschließlich Kuverwasser gleich $20 \frac{\text{cbm}}{\text{ha}}$, die Sieltiefe bei Niedrigwasser $h_0 = 0{,}70$ m, ferner $y_1 = 0{,}60$ m und $y_2 = 0{,}20$ m und die Dauer der Entwässerung während einer Tide $= 2^1/_2$ Stunden oder 9000 Sekunden, wovon 6000 auf die Ebbe und 3000 auf die Flut entfallen.

Man erhält

$$M = 600 \cdot 20 = 12000 \text{ cbm}$$

und die Aufspeicherung bei geschlossenem Siel

$$12000 \frac{44600 - 9000}{44600} = 9580 \text{ cbm}.$$

Da hierbei das Wasser im Polder nur um $0{,}60 - 0{,}20 = 0{,}40$ m steigen soll, so muß die Oberfläche des Binnentiefs und der anschließenden unteren Wasserzüge insgesamt mindestens

$$\frac{9580}{0{,}40} = \text{rd. } 24000 \text{ qm}$$

groß sein, also mindestens 0,4 vH. der Polderfläche betragen. Die durchschnittliche Ausflußmenge beträgt

$$Q = \frac{12000}{9000} = 1{,}333 \frac{\text{cbm}}{\text{Sekunde}} \text{ oder } 1333 \text{ sl.}$$

Wenn wir die zulässige mittlere Geschwindigkeit während des ersten Zeitraumes auf 1,50 m und die während des zweiten Zeitraumes stattfindende mittlere Geschwindigkeit auf 1 m einschätzen, ferner den Ausflußbeiwert $\mu = 0{,}85$ setzen, so lautet die Gleichung 81

$$12000 = 0{,}85 \cdot b \left\{ \left(0{,}70 + \frac{0{,}60}{3}\right) 1{,}5 \cdot 6000 + \left(0{,}70 + \frac{0{,}20}{3}\right) 1{,}0 \cdot 3000 \right\},$$

und man erhält daraus die Sielbreite

$$b = \frac{12000}{0,85 \cdot 10400} = 1,36 \text{ m}.$$

57. Künstliche Entwässerung. Die Notwendigkeit zur künstlichen Entfernung des Wassers tritt in den tiefliegenden Marschen und Flußniederungen häufig ein, auch Sümpfe und Seen können in zahlreichen Fällen nur durch dieses Mittel trockengelegt werden. Während man in früherer Zeit wesentlich auf die Benutzung der Kraft des Windes angewiesen war, ist die Wasserhebung seit Erfindung der Dampfmaschinen sehr erleichtert und überall anwendbar geworden.

Trotz der Vervollkommnung des Maschinenwesens sind aber die Kosten der Wasserhebung noch immer so bedeutend, daß man das Wasser so viel als möglich mit natürlichem Gefälle abzuleiten suchen muß. Demgemäß legt man das Schöpfwerk in den eingedeichten Flußniederungen an das untere Ende des Deiches und leitet das fremde Wasser und dasjenige der höheren Gebietsteile gesondert ab. Selbst da, wo das natürliche Gefälle auch für die höheren Teile der Niederung nicht ausreicht, sondern das Wasser gehoben werden muß, ist es meistens vorteilhaft, getrennte Schöpfmaschinen für die verschieden tiefliegenden Polder einzurichten, um die Arbeitsleistung der Maschinen oder die Summe der Produkte aus Wassermasse und Hubhöhe so klein als möglich zu machen.

Im Flutgebiet heben die Maschinen das Wasser gewöhnlich nicht unmittelbar in das Meer oder den Strom, sondern in einen innerhalb des Hauptdeiches anzulegendes Binnentief, das sich bei niedrigen Außenwasserständen durch ein Siel entleert. In das Binnentief können in manchen Fällen die höheren Gebietsteile unmittelbar entwässern, vorausgesetzt, daß es groß genug ist, um beiden Zwecken zu dienen.

Häufig ist es zweckmäßig, die Niederung in Einzelpolder zu zerlegen, die ein gemeinschaftliches Binnentief erhalten. Die einzelnen Polder können alsdann durch ihre Schöpfmaschinen ganz unabhängig voneinander in dem erforderlichen Umfange entwässert werden. Das geförderte Wasser sowie das etwa vorhandene fremde Wasser wird in dem Binnentief aufgespeichert und findet entweder seinen natürlichen Abfluß durch das Siel, oder es wird bei hohen Flußwasserständen durch ein neben dem Siel angelegtes weiteres Schöpfwerk gehoben.

Der in dem Polder zu haltende Binnenwasserstand ist von den Bodenverhältnissen und der Bodenkultur abhängig (vergl. Art. 51). Es ist aber zu berücksichtigen, daß die Anforderungen sich nach der Errichtung des Schöpfwerkes infolge Veränderung

der Kulturen in der Regel steigern und daß die Trockenlegung bisweilen eine Senkung der Bodenoberfläche mit sich bringt.

Da die künstlich entwässerten Polder fast ausnahmlos in hoher Kultur stehen, sind die Anforderungen hinsichtlich der Sicherheit und Schnelligkeit der Entfernung des überflüssigen Wassers gewöhnlich größer als in den übrigen Niederungen, weshalb die Maschinen nicht zu klein angelegt werden dürfen. Auch macht es keinen großen Kostenunterschied, wenn die Leistungsfähigkeit der Anlage etwas erhöht wird, und die reinen Betriebskosten, welche sich nach den wirklich zu hebenden Wassermassen richten, werden dadurch nicht gesteigert. Wenn die größte zu hebende Wassermenge festgestellt worden ist, so ergibt sich die erforderliche Maschinenkraft aus der Formel

(82) . . . . $$N = \frac{Q H 1000}{\eta 75}.$$

Hierin ist H die Hubhöhe in m, Q die sekundliche Wassermenge in cbm, N die Anzahl der Pferdekräfte, welche die Kraftmaschine zu leisten hat, und η der Wirkungsgrad des Schöpfwerks.

Setzt man hierin $\eta = \frac{2}{3}$, so erhält man $N = 20QH$. Der Kraftbedarf läßt sich aber auch nach der Größe der zu entwässernden Fläche und der Hubhöhe einschätzen, indem man annimmt, daß in je 24 Stunden eine den Polder bedeckende Wasserschicht von 6 mm Höhe beseitigt werden soll. Das gibt für 1 ha täglich 60 cbm und in der Sekunde 0,70 l. Ist nun wiederum H die Hubhöhe des Wassers in m und wird die tägliche Betriebsdauer des Schöpfwerkes = 18 Stunden angenommen, so beträgt die für 1 ha Polderfläche erforderliche Nutzleistung

$$\frac{24}{18} \cdot \frac{0{,}70 H}{75} = \text{rd.}\ \frac{H}{80}$$

Pferdekraft, in gehobenem Wasser gemessen. Die erforderliche Leistung der Dampfmaschine ist etwa um $1/3$ größer, mithin

(83) . . Maschinenkraft für 1 ha $= \frac{H}{60}$ Pferde.

Diese Regel liefert für hohe Polder eine etwas reichlich bemessene Maschinenkraft, und man hat sich häufig mit einer kleineren Anlage begnügt. In der Weichselniederung, wo die Polder klein sind und die wertvollen Ackerländereien im Frühjahre möglichst schnell (durchschnittlich in 14 Tagen) trockengelegt werden müssen, findet man dagegen stärkere Maschinen. Die Anlagekosten sind nämlich für ein Schöpfwerk von 15 Pferdekräften, wenn man nicht bloß die Maschinenanlage, sondern auch die Gebäude und alle Einrichtungen berücksichtigt, nicht sehr viel höher als für ein solches von

10 Pferden, während es hinsichtlich der Bodenerträge einen großen Unterschied macht, ob mit der Bestellung im Frühjahr einige Wochen früher oder später begonnen werden kann.

Je größer der Polder ist, desto kleiner kann man verhältnismäßig die auf 1 ha zu hebende Wassermenge annehmen. Auch die Oberflächengröße der vorhandenen Wasserzüge und die Kulturart, ob Wiese oder Ackerland, sind von Einfluß. Das Kuverwasser tritt gewöhnlich erst nach dem höchsten Binnenwasserstande ein und vergrößert daher weniger den Höchstbetrag der zu hebenden Wassermenge als die Dauer der Betriebszeit. Seine Menge läßt sich am genauesten durch unmittelbare Beobachtung bei hohem Außenwasser und trockener Witterung ermitteln.

Die Größe des Niederschlagsgebietes und der Überschuß der monatlichen Niederschläge über die Verdunstung liefert die brauchbarste Grundlage für eine genauere Einschätzung der zu entfernenden Wassermassen. Versickerung in den Boden findet gewöhnlich nicht statt, da im Gegenteil Quell- oder Kuverwasser hinzutritt. Die Verdunstung kann dagegen ziemlich reichlich eingeschätzt werden, weil die Bodenoberfläche während der Trockenlegung entweder mit Wasser bedeckt oder feucht ist.

Für kleine, besonders niedrig gelegene Flächen ist die Entwässerung durch Windkraft vorteilhaft. Ein Windmotor von $2\frac{1}{2}$ Pferden kostet einschließlich Aufstellung und Pumpe nur etwa 2400 ℳ und genügt im allgemeinen für 20 bis 30 ha. Natürlich kann bei der Verwendung von Windmotoren die Entwässerung durch anhaltende Windstille verzögert werden.

Neuerdings kommt auch der durch elektrische Kraftübertragung vermittelte Betrieb mehrerer kleiner Schöpfmaschinen durch eine gemeinschaftliche Maschinenanlage zur Anwendung.

Die Kosten der Wasserhebung sind in Art. 68 behandelt.

Achter Abschnitt.

Das Wasser im Flutgebiet.

58. Die Wellen. Bei jeder plötzlichen Störung des Gleichgewichts einer ruhenden Wassermasse, also beispielsweise wenn ein Stein ins Wasser geworfen wird, werden Wellen gebildet. Einzelwellen entstehen, wenn ein Körper plötzlich in einen Kanal vorgeschoben, oder wenn eine Wasserschicht aus dem Kanal entfernt wird. In dem ersten Falle entsteht ein einzelner fortschreitender Wellenberg (positive Welle), in dem zweiten ebenso ein Wellental (negative Welle). Gewöhnlich werden die Wellen durch den Wind erregt. An einem zunächst windstillen Tage sehen wir die Ufer eines Bergsees sich in seiner vollkommen glatten Oberfläche widerspiegeln. Das Bild verschwindet aber sofort, sobald ein Windstoß sich spüren läßt, denn dieser erzeugt fast augenblicklich eine über die ganze Seefläche sich erstreckende regelmäßige Folge kleiner Wellen. So ist die Bildung der Windwellen tatsächlich erwiesen. Eine weitere Erklärung für das Entstehen kleiner Windwellen können wir in dem stoßweisen Auftreten des Windes und in der Reibung zwischen Luft und Wasser erblicken, oder wir können uns auf den wissenschaftlichen Nachweis beziehen, daß die Grenzfläche zwischen zwei sich berührenden Medien von ungleicher Dichte, die sich mit verschiedenen Geschwindigkeiten bewegen, Wellenform annehmen muß. Daß die Schwingungen vorhandener Wellen sich unter der dauernden Einwirkung des Windes vergrößern, ist ohne weiteres klar, wenn man bedenkt, daß der dem Winde zugekehrte Abhang jeder Welle diesem einen Angriffspunkt bietet. In Wirklichkeit wachsen bei einem Winde von anhaltend gleicher Stärke die Höhe und die Länge der einzelnen Wellen unausgesetzt.

Hat der Wind aufgehört, so setzt sich die Wellenbewegung doch noch lange Zeit, im Ozean noch bis zu 24 Stunden fort. Diese nicht mehr unter dem unmittelbaren Einfluß des Windes stehenden Dünungswellen stellen die Wellenerscheinung in ihrer einfachsten Form dar.

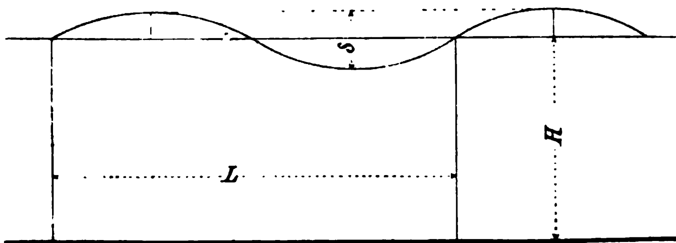
Die Welle schreitet nicht durch Strömung fort, sondern durch Druck. Die einzelnen Wasserteilchen legen dabei geschlossene Bahnen zurück, und zwar sind diese Bahnen bei sehr großer Wassertiefe nahezu kreisförmig, und der Durchmesser der Bahn ist für die an der Oberfläche liegenden Wasserteilchen am größten. Die Bahnen der senkrecht darunterliegenden Teile werden immer kleiner. Wenn ein lotrechter Wasserfaden einen Stoß oder Druck erfährt, so weicht er aus, indem er sich verlängert und sein oberes Ende sich hebt; diese Erhebung ist aber wieder Veranlassung, daß der Druck auf den folgenden Faden sich fortpflanzt. In gleicher Weise wird beim Anlaufen gegen eine senkrechte Wand die Welle zurückgeworfen, und ebenso kommt die Durchdringung zweier Wellen, die in entgegengesetzten Richtungen sich bewegen, zustande.

Es sei H = Wassertiefe bei ruhiger Oberfläche
δ = Wellenhöhe
L = Wellenlänge } s. Abb. 63.
T = Zeitdauer des Fortschreitens um eine ganze Wellenlänge und
u = Fortschrittsgeschwindigkeit der Welle.

Durch Beobachtungen und wissenschaftliche Untersuchungen hat man folgende Bewegungsgesetze gefunden:

Die Wellenhöhe δ, die ein Wind von bestimmter Stärke erzeugen kann, wächst mit der Quadratwurzel der Länge, auf welche der Wind die Wasserfläche bestrichen hat. Es kommt also für die

Abb. 63.



Höhe der Wellen, die an einem Punkte zu erwarten sind, die Entfernung von der in der Richtung des Windes gegenüber liegenden Küste in Betracht.

Kommen gleichzeitig Wellen von verschiedenen Längen und Höhen vor, so überholen die größeren Wellen die kleineren. Die Geschwindigkeit u ist am größten für lange Wellen und tiefes Wasser. Wenn die Tiefe abnimmt, so werden auch L und u kleiner, die Wellenabhänge werden steiler und die Umlaufbahnen der Wasser-

teilchen verschieben sich. Der vordere Abhang der Welle wird zuletzt so steil, daß der Kamm überschlägt und die Welle sich bricht.

Für Wellen auf Wasser von unendlicher Tiefe und angenähert für sehr große Tiefe, also für das offene Meer, ist rechnungsmäßig die Beziehnung gefunden

(84) . . . . . $u = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}} = 1,25\sqrt{L}.$

Es hat also beispielsweise auf dem Ozean eine 100 m lange Welle eine Fortschrittsgeschwindigkeit von 12,5 m in der Sekunde.

Ist r der Halbmesser des Schwingungskreises eines an der Oberfläche liegenden Punktes, so ist die Schwingungsgeschwindigkeit dieses Punktes

$$\sigma = \frac{2r\pi u}{L}.$$

Ist ferner ϱ der Halbmesser des Schwingungskreises eines Punktes, der um $\frac{\eta L}{9}$ unter der Oberfläche liegt, so ist $\varrho = \frac{r}{2^{\eta}}$.

Ferner ist $\delta = 2r$

und $T = \frac{L}{u} = \sqrt{\frac{2\pi L}{g}}.$

Beziehungen zwischen L und δ gibt die Rechnung nicht.

Die auf dem Meere ausgeführten Messungen von L, T und u bestätigen das Vorhandensein der obigen Beziehungen.

Für die größten Wellen auf dem Atlantischen Ozean ist gefunden

$L = 824$ m
$T = 23$ Sekunden
$u = 35,8$ m/Sek.

Mittelwerte für Sturmwellen auf dem Ozean sind

$L = 60$ bis 140 m
$T = 6$ bis 10 Sekunden
$u = 10$ bis 14 m/Sek.

Die Wellenhöhe δ ist schwieriger zu messen als die Größen L, T und u. Leicht wird δ zu hoch geschätzt.

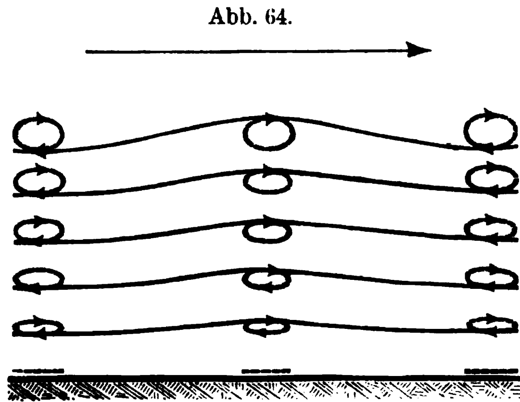
Auf dem Indischen Ozean kommen Wellenhöhen von 11 bis 12 m vor, auf dem Atlantischen Ozean selten größere Höhen als 7 m, in der Ostsee werden die Wellen nicht höher als 4 bis 5 m.

Für Wellen auf geringeren Tiefen, d. h. für den Fall, daß $H < L$ ist, gilt angenähert (vergl. übrigens Art. 59) die Gleichung

(85) . . . . $u = \sqrt{gH}.$

Die einzelnen Wasserfäden verhalten sich bei der Wellenbewegung in tiefem Wasser annähernd so wie die Halme eines Getreidefeldes im Winde. Sie bleiben unten fast in Ruhe und schwingen, indem sie sich zugleich verlängern oder verkürzen, abwechselnd hin und her, wobei die einzelnen Wasserteilchen an der Oberfläche eine fast kreisförmige Bahn beschreiben. Bei geringer gleichförmiger Tiefe bleiben die sich ebenfalls verlängernden und verkürzenden Wasserfäden nahezu lotrecht und bewegen sich in ganzer Länge hin und her. Die Bahnen der lotrecht übereinander liegenden Wasserteilchen werden stets in derselben Zeit durchlaufen, in welcher die Welle um ihre Länge fortschreitet, und die Geschwindigkeit σ, mit welcher die einzelnen Wasserteilchen ihre Bahnen beschreiben, ergibt sich aus der Vergleichung dieser Bahnen mit der Wellenlänge L

Abb. 64.

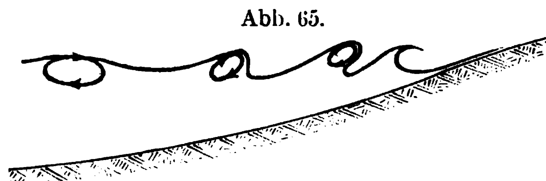


$$\sigma : u = \pi \delta : L.$$

Das Verhältnis $\frac{L}{\delta}$ liegt meist innerhalb der Grenzen 20 bis 35. Danach wäre die Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen 6 bis 10 mal so groß als die Schwingungsgeschwindigkeit eines Oberflächenpunktes.

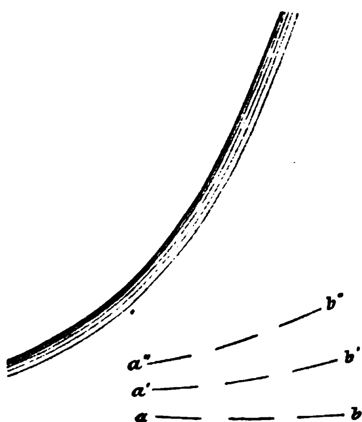
Mit der Tiefe unter dem Wasserspiegel verändert sich die Umlaufbahn der einzelnen Wasserteilchen, und zwar bei gleichförmiger Tiefe in der aus Abb. 64 ersichtlichen Weise. Im Wellenscheitel fällt die Schwingungsrichtung mit der Richtung, in der die Welle fortschreitet, zusammen, im Wellental sind die Richtungen einander entgegengesetzt. Auf ansteigendem Grunde entspricht die Änderung der Abb. 65. Hierbei geht die schwingende Bewegung der Wasserteilchen mehr und mehr in eine fortschreitende über, der tiefste Punkt des Wellentals bleibt im Verhältnis zum

Abb. 65.



nachfolgenden Wellenscheitel immer mehr zurück, und die Welle bricht ungefähr da, wo $H = \delta$ oder die Wassertiefe bei ruhendem Wasser ebenso groß als die ganze Wellenhöhe ist. Der Umstand, daß die Welle in ihrer Bewegung umsomehr zurückgehalten wird, je geringer die Wassertiefe ist, bringt es mit sich, daß Wellen, die schräg gegen einen ansteigenden Grund heranlaufen, das Ufer doch ziemlich senkrecht treffen. Indem nämlich die Welle ab (Abb. 66) in a flacheres Wasser findet als in b, wird sie bei a stärker verzögert, und der Punkt b rückt schneller vor als a, wodurch die Welle nacheinander die Lage $a'b'$ und $a''b''$ annimmt und gegen die Küste einschwenkt.

Abb. 66.



Bei Wellen, die in einer freien Wasserfläche von gleichförmiger Tiefe entstehen, ist stets $\delta < H$. Treten Wellen in ein engeres Wasser ein, z. B. bei der Bewegung aus offener See in eine Bucht, so nimmt ihre Höhe zu, während sie beim Eintritt in ein breiteres Becken kleiner wird. Hierauf beruht der Schutz den ein weiter Vorhafen gewährt, indem die durch eine begrenzte Hafeneinfahrt eintretenden Wellen sich in dem Hafenbecken ausbreiten.

Beispiel. Es seien auf hoher See die Wellenlänge $L = 120$ m und die Wellenhöhe $\delta = 5$ m beobachtet. Dann ist die Fortschreitungsgeschwindigkeit $u = 1{,}25\sqrt{120} = 13{,}7$ m, die Wellendauer $T = \frac{120}{13{,}7} = 8{,}76$ Sekunden und die Geschwindigkeit σ der Wasserteilchen an der Oberfläche, da diese einen Kreis von 5 m Durchmesser in der Zeit T beschreiben,

$$\sigma = \frac{\pi \cdot 5{,}0}{8{,}76} = 1{,}79 \text{ m.}$$

Aus diesem Beispiele ist ersichtlich, daß die schwingende Bewegung der Wasserteilchen zu bedeutendem Umfange anwachsen kann. Daß trotzdem die inneren Widerstände bei der Wellenbewegung nur gering sind und es ziemlich lange dauert bis eine Welle merklich abgeschwächt wird, beruht auf dem Umstande, daß die Wasserteilchen stets nahe aneinander bleiben und sich nur wenig gegeneinander verschieben. Bei jeder reinen Wellenschwingung bleiben dauernd die nämlichen Wasserteilchen in der Oberflächenschicht, wie sich durch Beobachtung leicht feststellen läßt; ein Durchdringen verschiedener Schichten kommt nicht vor, sondern nur ein Gleiten aneinander, und auch dies nur in geringem

Umfange, da die Bahnen sich unmittelbar berührender Wasserteilchen nur wenig voneinander abweichen. Man hat deshalb versucht, die Wellenbewegung aus dem Grundsatz der kleinsten Reibungsarbeit abzuleiten, was freilich nur unter vielen vereinfachenden Annahmen für einige Grenzfälle annähernd gelungen ist. Auf solcher theoretischen Unterlage beruhen die Formeln 84 und 85, und zwar ist die erste für Wellen bei unendlicher Tiefe, die zweite für Wellen bei geringer gleichförmiger Tiefe abgeleitet, in beiden Fällen unter Annahme sehr kleiner Wellenhöhen.

Bemerkenswert ist der Umstand, daß die Art der Erregung einer Welle auf die Geschwindigkeit, mit welcher die Welle fortschreitet, ohne Einfluß ist. Wenn die Erregung zum Beispiel dadurch erfolgt, daß ein Boot vom Ufer aus eine Strecke lang durch das Wasser gezogen und dann plötzlich angehalten wird, so setzt die Welle ihren Weg mit einer bestimmten Geschwindigkeit weiter fort, und diese Geschwindigkeit ist jedesmal gleich groß, gleichviel ob das Boot schneller oder langsamer bewegt wurde.

Die Brandung der Wellen wird durch die abnehmende Tiefe und durch das vom Strande rücklaufende Wasser hervorgerufen. Die eigentliche Wellenbewegung, bei der die lotrechten Wasserfäden hin- und hergehen oder sich überneigen, hört auf sehr flachem Wasser vollständig auf, und von der früheren Welle bleibt nur der obere Scheitel übrig, dessen ganze Masse sich nun mit großer Geschwindigkeit dem Strande nähert und schließlich darauf geworfen wird. Dieses Wasser versinkt zum Teil in dem Sande oder dem Kiese, der den Strand bildet, zum Teil fließt es aber auf diesem nach der See zurück. Es leuchtet ein, daß die Rückströmung, indem sie den Fuß der auflaufenden Wellen verzögert, das Überschlagen des Kammes oder das Brechen der Welle noch beschleunigt. Übrigens kommt auch das in den Strand versickerte Wasser bald wieder an die Oberfläche und fließt nach der See zurück. Beim Auflaufen und durch die Rückströmung wird zwar ein Teil der lebendigen Kraft der gegen den Strand geworfenen Wassermassen zerstört, trotzdem ist diese bei starken Stürmen so bedeutend, daß die Wellen bisweilen erstaunliche Stoßwirkungen ausüben: Steinblöcke von 30 cbm und mehr Inhalt sind fortgeschoben und umgekantet, sogar schwere Blöcke über 6 m hohe Mauern geworfen worden.

Während die Geschwindigkeit der Welle und ihre Länge beim Anlaufen in flacheres Wasser abnimmt, wird die Wellenhöhe größer, und zwar annähernd nach der Formel

$$(86) \quad \delta = \delta_0 \sqrt{\frac{L_0}{L}}.$$

Vor steilen Mauern und felsigen Küsten, deren Fuß bis in das tiefe Wasser hinabreicht, tritt keine Brandung ein; die Wellen werden vielmehr zurückgeworfen, und die Wasserteilchen behalten ihre schwingende Bewegung, ohne in die fortschreitende überzugehen. Der wagerechte Stoß ist daher in diesem Falle erheblich geringer als bei ansteigendem Grunde. Auch geneigte Flächen werfen die Wellen zurück, wenn der Neigungswinkel gegen die Wagerechte mindestens 45° beträgt. Steile Flächen, die ganz unter dem Wasserspiegel liegen, werfen die Wellenbewegung derjenigen Wasserschichten zurück, welche unter ihrer Kronenhöhe liegen. Über einem solchen untergetauchten Wellenbrecher bricht sich die See, selbst wenn er auf beträchtliche Tiefe mit Wasser bedeckt ist, und die zerstörende Kraft der über den Wellenbrecher vorwärts schreitenden Wellen wird vermindert.

Die vorstehenden Erörterungen behandelten die Bildung der Wellen in ruhenden Wassermassen. Auch in fließendem Wasser vollzieht sich der Vorgang in derselben Weise, jedoch die Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen ändert sich.

59. Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen. Die wichtige Formel zur Berechnung der Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen in Wasser von begrenzter Tiefe läßt sich in anschaulicher Weise durch ein Näherungsverfahren ableiten.[1] Es wird dabei wie in früheren Fällen der Parallelismus der Schichten vorausgesetzt, d. h. angenommen, daß alle Wasserteilchen einer lotrecht begrenzten Schicht sich mit der mittleren Geschwindigkeit bewegen. Für die der Entstehung der Wellenform zugrunde liegende Schwingungsbewegung der Wasserteilchen trifft nach den Beobachtungen[2] die Voraussetzung übrigens zu, sobald man nur die wagerechten Verschiebungen der Teilchen in Betracht zieht, also Wellen von unendlich kleiner Höhe annimmt. Unmittelbar über der wagerechten Sohle können die Wasserteilchen nur eine wagerecht hin- und hergehende Bewegung ausführen, da leere Räume nicht entstehen können. Die lotrecht darüber liegenden Teilchen verfolgen Bahnen, deren wagerechter Durchmesser in der ganzen Höhe der gleiche ist, während der lotrechte Durchmesser mit der Annäherung an den Wasserspiegel wächst. Die für Wellen im Wasser von unendlicher Tiefe gefundene Kreisbahn wird bei begrenzter Wassertiefe allerdings auch in der Oberfläche nicht erreicht.

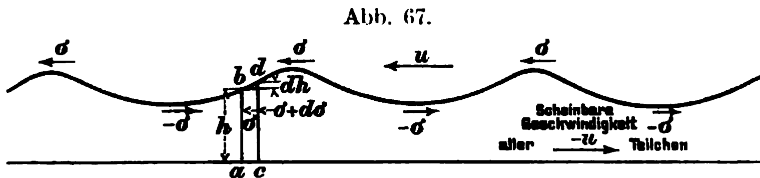
---

[1]) Das Verfahren ist zuerst von Max Möller angegeben. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1896.

[2]) Vgl. G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst. 3. Teil. 1. Band. 2. Aufl., S. 59.

Die rechnerische Lösung von Wellenaufgaben wird sehr erleichtert, wenn man die Erscheinung auf ein Koordinatensystem bezieht, das sich mit der Fortschrittsgeschwindigkeit u der Wellen bewegt. In diesem Fall muß man allen Wasserteilchen die Geschwindigkeit $-u$ beilegen; mit einer Geschwindigkeit gleich der Summe von u und der Schwingungsgeschwindigkeit σ eilen die Wasserteilchen dann durch die feststehende Wellenform. Das σ wechselt und ist in den Wellenscheiteln mit der Fortschrittsgeschwindigkeit gleich gerichtet. In den Wellentälern hat σ denselben Wert, ist aber entgegengesetzt gerichtet, dazwischen nimmt es den Wert 0 an. Abb. 67 läßt die verschiedenen Geschwindigkeiten erkennen.

Abb. 67.



Die Schwingungsgeschwindigkeit im Querschnitt ab ist $= \sigma$, im Querschnitt $cd = \sigma + d\sigma$.

Die scheinbaren Gesamtgeschwindigkeiten sind

$$-u + \sigma \text{ und}$$
$$-u + \sigma + d\sigma.$$

Die **Raumbedingung**, d. h. die Bedingung, daß an keiner Stelle leere Räume entstehen, ergibt dann

$$h(-u + \sigma) = (h + dh)(-u + \sigma + d\sigma).$$

Bei der Multiplikation ist $dh d\sigma$ als unendlich kleine Größe zweiter Ordnung zu vernachlässigen, und es wird

$$0 = dh(-u + \sigma) + h d\sigma$$

(87) . . . . $$d\sigma = \frac{(u - \sigma)\, dh}{h}.$$

Daneben gibt die **Arbeitsbedingung** die Beziehung

$$dh = \frac{(-u + \sigma)^2}{2g} - \frac{(-u + \sigma + d\sigma)^2}{2g},$$

da bei dieser Näherungsrechnung die lotrechten Geschwindigkeiten unberücksichtigt bleiben. $d\sigma^2$ ist wieder zu vernachlässigen. Dann ist

(88) . . . . $$g dh = (u - \sigma)\, d\sigma.$$

Wird der aus Gleichung 87 hervorgehende Wert von $d\sigma$ in Gleichung 88 eingesetzt, so folgt

$$(u - \sigma)^2 = gh$$
$$u = \sigma + \sqrt{gh}$$

und wenn wir die Tiefe des Wassers, die vor dem Beginn der Wellenbewegung vorhanden war, $= H$ und $h = H + y$ setzen

$$u = \sigma + \sqrt{g(H + y)}.$$

Wir sind davon ausgegangen, daß die Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen ganz allgemein $= u$ sei und finden, daß sie nach der letzten Formel nicht für alle Punkte der Welle denselben Wert hat. Im Wellenscheitel ist

$$u_s = \sigma + \sqrt{g(H + y)}$$

und im Wellental

$$u_t = -\sigma + \sqrt{g(H - y)}.$$

In beiden Punkten ist y gleich der halben Wellenhöhe, also $y = \frac{\delta}{2}$. Deshalb ist

$$(89) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad u = \pm \sigma + \sqrt{g\left(H \pm \frac{\delta}{2}\right)},$$

wo das positive Zeichen für den Wellenscheitel und das negative Zeichen für das Wellental gilt. In dieser Verschiedenheit zeigt sich eine Ungenauigkeit unserer Voraussetzungen. Sie läßt uns anderseits erkennen, daß die Welle auf einer Wasserfläche von begrenzter Tiefe umgeformt wird. Der Scheitel schreitet rascher vor als das Tal, der Scheitel nähert sich also dem voraufgehenden Tal und der vordere Abhang der Welle wird steiler, der hintere Abhang flacher. Diese Veränderung geht jedoch, wenn die Sohle des Gewässers wagerecht ist, nur langsam vor sich, während sie bei ansteigendem Grunde viel augenfälliger ist. Daher äußert sich auch die Brandung auf ansteigendem Grunde viel deutlicher.

Bisher ist angenommen worden, daß die Welle in stillstehendem Wasser fortschreitet. Handelt es sich dagegen um Wasser, das in der Richtung, in der auch die Wellen fortschreiten, mit der Geschwindigkeit σ strömt, so ist in der Raumgleichung wie in der Arbeitsgleichung $\sigma + v$ statt σ einzusetzen. Da v unveränderlich ist, ergibt sich als Fortschrittsgeschwindigkeit im strömenden Wasser

$$u = v \pm \sigma + \sqrt{g\left(H \pm \frac{\delta}{2}\right)}$$

und für den Fall, daß die Strömungsrichtung der Richtung des Fortschreitens entgegengesetzt ist,

$$u = -v \pm \sigma + \sqrt{g\left(H \pm \frac{\delta}{2}\right)}.$$

Handelt es sich um strömungsloses Wasser, um große Tiefe und um eine Wellenhöhe, die der Tiefe und der Wellenlänge gegenüber gering ist, so können in Gleichung 89 die Werte δ und σ ver-

nachlässigt werden. Man erhält dann die von Scott Russel aufgestellte schon S. 226 erwähnte Formel

$$u = \sqrt{gH}.$$

Bei der Einzelwelle, die nur aus einem fortschreitenden Wellenberge besteht, ist die Größe dh der Gleichung 87 immer positiv, folglich ist auch $d\sigma$ immer positiv, und die Wasserteilchen bewegen sich während des ganzen Vorüberganges der Welle in gleicher Richtung mit ihr vorwärts. Bei der negativen Einzelwelle, die nur aus einem fortschreitenden Wellentale besteht, ist dh negativ, also ist die Schwingungsgeschwindigkeit σ der Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen entgegengerichtet. Bei den gewöhnlichen Wellen folgen Wellenberge und Wellentäler aufeinander, wobei die Wassertiefe abwechselnd größer und kleiner als diejenige des unbewegten Wassers und dh abwechselnd positiv und negativ ist. Dementsprechend hat an einer beliebigen Stelle die Geschwindigkeit σ der Wasserteilchen die gleiche Richtung als die Welle, wenn ein Wellenberg vorüberschreitet, und eine entgegengesetzte Richtung während des Vorüberschreitens eines Wellentals.

Das vorher auf dem Wege der Rechnung erhaltene Ergebnis wird durch die Beobachtung mehr oder weniger bestätigt. Eine scharfe, der Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen entgegengesetzte Strömung bewirkt erfahrungsmäßig eine Verkürzung der Wellenlänge und eine steilere Neigung des vorderen Wellenabhanges. ja, sie kann eine Brandung herbeiführen. Die Pentland-Föhrde zwischen Schottland und den Orkney-Inseln ist der Ort überaus heftiger Tideströmungen, die Geschwindigkeiten bis zu 5 m/sek. erreichen. Hier ist die Segelfahrt sehr gefährlich, sobald die Wellen in einer der Tideströmung entgegengesetzten Richtung fortschreiten.

60. Die Flut- und Ebbe-Erscheinung. In den großen Meeren hebt sich der Wasserspiegel in regelmäßigem Wechsel zweimal täglich und zweimal senkt er sich. Das ist die Erscheinung der Ebbe und Flut oder der Tide.[1]) Der höchste Stand, welchen das Wasser beim Steigen oder bei der Flut erlangt, ist das Hochwasser, sein niedrigster Stand am Schlusse der Ebbe das Niedrigwasser. Die Zeit von einem Hochwasser bis zum nächsten ist die Tide, und der Höhenunterschied zwischen einem Hochwasser und dem darauffolgenden Niedrigwasser ist der Flutwechsel, die Flutgröße oder der Tidehub. Die Dauer einer Tide ist durchschnittlich gleich

---

[1]) Dieses niederdeutsche Wort ist nicht englisch auszusprechen, sondern so, wie es geschrieben wird. Es wird neuerdings wieder fast ausschließlich gebraucht an Stelle des eine Zeitlang in Aufnahme gekommenen Ausdrucks „Gezeiten."

12,4 Stunden oder die Hälfte der Zeitdauer von einem Durchgange des Mondes durch den Meridian bis zum nächsten.

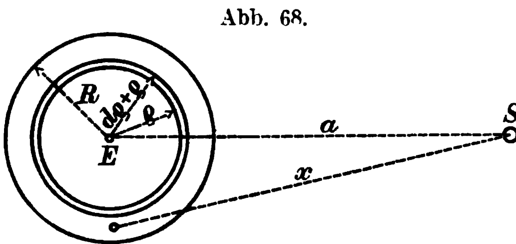
Die Erklärung für die Tideerscheinung ist in dem wechselnden Stande des Mondes und der Sonne gegen die einzelnen Punkte der Erdoberfläche zu suchen: „Sonne und Mond ziehen“, wie Plinius sich ausdrückt, „die Gewässer des Meeres wie Dienende nach sich“.

Kepler wies Ende des 16. Jahrhunderts zuerst in klarer Weise nach, daß die Tideerscheinung in der Anziehung der Himmelskörper ihren Grund habe, und Newton veröffentlichte 1687 in den Philosophiae naturalis principia die erste auf Rechnung gegründete Lehre von den Tidewellen. Als Nachfolger auf diesem Gebiete sind Daniel Bernouilly (1700—1783), Euler (1707—1783) und Laplace (1749—1827), sowie aus neuerer Zeit Lubbock, Whewell und Sir William Thomson zu nennen. Aus der neuesten deutschen Literatur sind zur Einführung in das Wesen der Flut und Ebbe hauptsächlich anzuführen: Hugo Lentz „Flut und Ebbe und die Wirkung des Windes auf den Wasserspiegel“, Hamburg 1879; Boguslawski und Krümmel, Handbuch der Ozeanographie, Bd. II, Stuttgart 1887; Börgen, Die harmonische Analyse der Gezeitenbeobachtungen, Berlin 1885.

Eine leicht faßliche und doch auf die Schwierigkeiten der Sache eingehende Darstellung des Einflusses der Gestirne läßt sich am besten im Anschluß an die Theorie Newtons geben.

A. Voraussetzungen: Die Erde sei eine vollkommen elastische Kugel von gleichförmig verteilter Masse. Von der Drehung der Erde um ihre Achse wird zunächst abgesehen. Die Masse M der Sonne wird in ihrem Mittelpunkt S (Abb. 68) vereinigt gedacht, der Halbmesser der Erde sei $= R$, ihr Mittelpunkt in E. Die Masse eines Erdteilchens sei $= m$, seine Entfernung von der Sonne $= x$, ES sei $= a$.

Abb. 68.



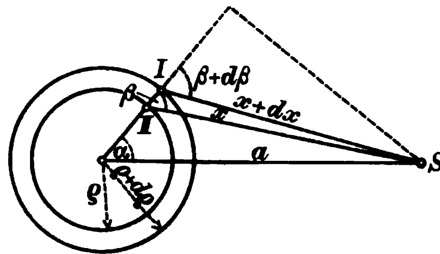
Die Sonne zieht das Teilchen mit der Kraft

$$\frac{Mm}{x^2}$$

an. Die Anziehung ist also für alle Teilchen der Erde verschieden. Da diese Teilchen dennoch den Umlauf um die Sonne mit der gleichen Geschwindigkeit ausführen, müssen zwischen ihnen Spannungen und diesen entsprechend Verschiebungen eintreten. Wir berücksichtigen bei unserer Untersuchung nur die in die Richtung

des Erdhalbmessers fallende Projektion der Verschiebung, weil die senkrecht dazu stehende in der Richtung der Tangente an eine Kugelschale fallende Verschiebung nur Umformungen der Schale hervorbringt, die als unendlich kleine Größen zweiter Ordnung anzusehen sind.

Abb. 69.



Für Punkt *II* (Abb. 69) ist die Seitenkraft in der Richtung des Halbmessers

$$(90)\quad \frac{Mm}{x^2}\cos\beta,$$

für Punkt *I* ist die Seitenkraft größer um

$$\frac{d\left[\frac{Mm}{x^2}\cos\beta\right]}{d\varrho}\,d\varrho.$$

Dieser Ausdruck gibt die Spannung, die zwischen beiden Punkten entsteht. Die Verschiebung ist der Spannung proportional, also

$$c\,\frac{d\left[\frac{Mm}{x^2}\cos\beta\right]}{d\varrho}\,d\varrho$$

oder, wenn alle unveränderlichen Größen zusammengefaßt werden,

$$k\,\frac{d\left[\frac{\cos\beta}{x^2}\right]}{d\varrho}\,d\varrho.$$

Die Umformung, die die ganze Erde in der Richtung des betrachteten Halbmessers erfährt, ist gleich dem von 0 bis *R* genommenen Integral dieses Ausdrucks, also

$$\int_0^R \frac{k\cdot d\left[\frac{\cos\beta}{x^2}\right]}{d\varrho}\,d\varrho.$$

Die beiden veränderlichen Größen β und x drücken wir nun durch die beiden veränderlichen Größen ϱ und α und durch a aus. Es ist

$$\cos\beta = \frac{a\cos\alpha - \varrho}{x}$$

und

$$x^2 = a^2 + \varrho^2 - 2a\varrho\cos\alpha$$
$$= a^2\left(1 - \frac{2\varrho}{a}\cos\alpha\right),$$

da $\frac{\varrho^2}{a^2}$ als sehr klein vernachlässigt wird.

Daher ist
$$\frac{\cos\beta}{x^2} = \frac{a\cos\alpha - \varrho}{a^3\left(1 - \frac{2\varrho}{a}\cos\alpha\right)^{\frac{3}{2}}}.$$

Entwickelt man den Nenner nach dem binomischen Satz und vernachlässigt dabei die höheren Potenzen von $\frac{\varrho}{a}$, so kommt
$$\frac{\cos\beta}{x^2} = \frac{a\cos\alpha - \varrho}{a^3\left(1 - 3\frac{\varrho}{a}\cos\alpha\right)}.$$

Werden endlich bei der Division alle Glieder mit $\frac{\varrho}{a}$ gestrichen, so wird

$$(91) \quad \frac{\cos\beta}{x^2} = \frac{1}{a^3}(a\cos\alpha + 3\varrho\cos^2\alpha - \varrho).$$

Das allgemeine Integral, das die Verlängerung oder Verkürzung des Halbmessers ausdrückt, lautet also
$$\frac{k}{a^3}(a\cos\alpha + 3\varrho\cos^2\alpha - \varrho) + C$$
und der unter dem Winkel α gegen ES geneigte Halbmesser R wird, da der Wert des Integrals für $\varrho = 0$ verschwinden muß, verändert in

$$(92) \quad R' = R + \frac{k}{a^3}(3R\cos^2\alpha - R).$$

Unter dem Einflusse der Störung der Sonne verwandelt sich also die Erde in einen Rotationskörper, dessen Achse mit ES zusammenfällt. Für $\alpha = 0$ und $\alpha = 180^\circ$ wird

$$(93) \quad \begin{cases} R' = R + \frac{2kR}{a^3}, \\ \text{während für } \alpha = \pm 90^\circ, \\ R' = R - \frac{kR}{a^3}. \end{cases}$$

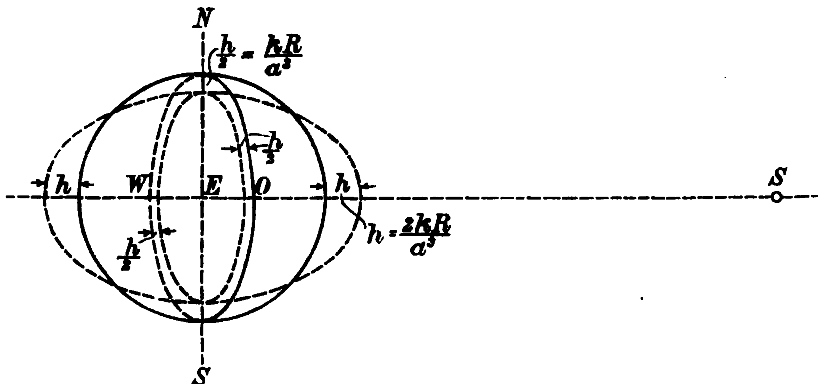
Eine vollkommen elastische Erdkugel würde also nach Abb. 70 in die gestrichelte Form übergehen.

B. Der Wirklichkeit kommen wir näher mit der Annahme, die Erde bestehe aus einem festen Kern und einer flüssigen Schale. Die Veränderungen des Kerns können wir vernachlässigen, wenn wir annehmen, er sei nahezu starr. Für die flüssige Schale bleibt die Rechnung bestehen, sie bekommt aber einen etwas anderen Sinn. Der Punkt I (s. Abb. 69) wiegt dann, vom Standpunkt der Erdschwerkraft betrachtet, je nach dem Vorzeichen des Differentials
$$k\frac{d\left(\frac{\cos\beta}{x^2}\right)}{d\varrho}d\varrho$$

leichter oder schwerer als Punkt II, und das Integral gibt an, um welches Maß die in der Richtung des bestimmten Erdhalbmessers liegende Flüssigkeitssäule durch die störende Kraft der Sonne schwerer oder leichter gemacht wird. Damit nach der Störung noch Gleichgewicht in der Flüssigkeit herrsche, muß die Flüssigkeit sich so verschieben, daß die Tiefe sich dort, wo die Flüssigkeit leichter ist, also in der Richtung $\alpha = 0$ und $\alpha = 180^\circ$, vermehrt, an den Polen, d. h. für $\alpha = \pm 90^\circ$, dagegen vermindert.

Es wird also (vergl. Abb. 70), wenn wir uns die Sonne im Äquator stehend denken, sowohl in dem der Sonne zugekehrten wie in dem von der Sonne abgekehrten Punkt des Äquators Hochwasser sein. In den beiden Polen und auf dem ganzen größten Kreise, der senkrecht zur Verbindungslinie ES steht, ist dagegen Niedrigwasser. Dreht sich nun die Erde um die Achse NS, so kommt nach einer Vierteldrehung der Punkt, in dem früher Hochwasser war, in die Lage, wo nunmehr Niedrigwasser ist, und umgekehrt. Infolge der in einem Tage sich vollziehenden ganzen

Abb. 70.

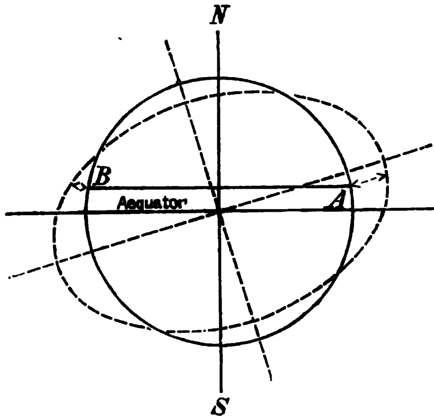


Drehung treten an jedem Punkte zwei gleich hohe Hochwasser und zwei gleich hohe Niedrigwasser ein. Anders liegt die Sache, wenn die Sonne außerhalb des Äquators steht. Der Punkt A kommt z. B. nach einem halben Tag nach B und trifft hier allerdings auch ein Hochwasser, aber ein weniger hohes (s. Abb. 71).

In der Natur liegt die Sache nun noch anders, weil die Erde nicht gleichmäßig von Wasser bedeckt ist. Die Hochwasser und Niedrigwasser werden keineswegs genau so, wie eben betrachtet wurde, von dem störenden Gestirn um die Erde geführt. Die Erklärung der Tideerscheinung ist überhaupt keine Aufgabe der Statik, sondern eine Aufgabe der Dynamik, und sie wird auch

auf diesem Gebiete vollständiger gelöst. Im übrigen ist es unmöglich, für einen bestimmten, am Meere liegenden Punkt die genaue Form der Tideerscheinung auf dem alleinigen Wege der Rechnung zu finden. Dazu ist die Erscheinung wegen der unregelmäßigen Verteilung des Festlandes und der Meere viel zu verwickelt. Die Tide in der Nordsee entsteht zum kleinsten Teile in der Nordsee selbst. Vom Ozean dringen vielmehr die dort entstandenen und die von seinen festen Ufern zurückgeworfenen Tidewellen, auch die Ausläufer der in der südlichen zusammenhängenden Meereszone entstandenen Tidewellen in die Nordsee ein. Sie dringen ein durch das Ärmelmeer und um Schottland herum. Die Tideerscheinung eines bestimmten Punktes ist deshalb das Ergebnis der Interferenz einer ganzen Anzahl von Tidewellen. Welchen Nutzen hatte dann die theoretische Untersuchung? Sie lehrt uns den Zusammenhang der Tideerscheinung und der Bewegung der Himmelskörper und gibt uns den ruhenden Pol in der Erscheinungen Flucht. Wir erkennen das am besten, wenn wir uns das von Laplace aufgestellte Gesetz vergegenwärtigen:

Abb. 71.



Die Bewegungen eines Punktsystems, dessen ursprüngliche Bedingungen durch den Widerstand, den die Bewegung erfährt, vernichtet sind, ist periodisch wie die Kräfte, die die Bewegung erhalten.

Wir wissen also, daß jede Tideerscheinung, wie verwickelt sie auch sei, immer den Perioden der Bewegung der Himmelskörper, die sie hervorrufen, folgt. Hieraus entsteht die Möglichkeit, für einen bestimmten Küstenpunkt die Gesetze seiner Tideerscheinung abzuleiten, sobald für eine längere Zeit ausführliche Beobachtungen der wirklich eingetretenen Wasserstandsänderungen vorliegen. Am besten eignen sich dazu die Aufzeichnungen eines selbstschreibenden Flutmessers. Da die Tideerscheinungen nur von Sonne und Mond hervorgerufen werden und der Einfluß des Mondes, wie wir sehen werden, dabei überwiegt, ist es wünschenswert, daß die Aufzeichnungen sich über einen Zeitraum von 19 Jahren ausdehnen, da die Unregelmäßigkeiten in der Bewegung des Mondes

sich in 19 Jahren nahezu ausgleichen. Der Meistbetrag der Deklination des Mondes schwankt in den verschiedenen Monaten und nimmt in $9^1/_2$ Jahren von $18^1/_3{}^\circ$ auf $28^2/_3{}^\circ$ zu, um dann wieder in $9^1/_2$ Jahren auf den Anfangswert zurückzugehen. Auch dauert die Periode, in der die Entfernung des Mondes von der Erde ihre Meist- und Mindestwerte erreicht, nahezu die Hälfte von 19 Jahren.

Es handelt sich bei der Untersuchung der Tideerscheinung eines Ortes darum, den durch die Wasserstandsbeobachtungen gegebenen Wasserstandswechsel als eine Folge der verschiedenen Perioden der Bewegung von Mond und Sonne aufzufassen. Solche Perioden werden gegeben durch die tägliche Bewegung einer angenommenen mittleren Sonne und eines mittleren Mondes, durch die in der Deklination und in der Entfernung beider Himmelskörper eintretenden Änderungen usw. Die Auswertung der Beobachtungen erfolgt am vollständigsten auf dem Wege der harmonischen Analyse, der durch Sir William Thomson geschaffen und in Deutschland namentlich durch Börgen ausgebildet worden ist. Die weitere Verfolgung dieses Weges muß dem Sonderstudium überlassen werden. Hier sei nur mitgeteilt, daß es unter Einschlagung dieses Weges möglich ist, für jeden Küstenpunkt, für den lange Beobachtungsreihen vorliegen, die Art und Weise, wie die Tide von den Stellungen von Sonne und Mond abhängt, derart festzustellen, daß man unter Benutzung der stets für mehrere Jahre im voraus berechneten astronomischen Jahrbücher die kommenden Hochwasser und Niedrigwasser nach der Zeit ihres Eintreffens und nach ihrer Höhe genau vorher berechnen kann. Die Unterschiede zwischen den vorher berechneten und den später wirklich beobachteten Werten sind stets auf Rechnung des Windes zu setzen, der namentlich an der deutschen Küste der Nordsee die Wasserstände in einer nicht vorherzusehenden Weise beeinflußt. In windschwachen Zeiten decken sich die Beobachtungen nahezu vollständig mit der Voraussage.

Die Vorausberechnungen werden in den Tidetafeln veröffentlicht, ebenso in den besseren Kalendern, die an den Küstenpunkten verbreitet sind.

Wenn wir in den Gleichungen 93 die Größe k wieder durch cMm ersetzen, so erhalten wir

$$R'_0 = R'_{180} = R + \frac{2cMmR}{a^3}$$

und

$$R'_{+90} = R'_{-90} = R - \frac{cMmR}{a^3}.$$

Der durch das Gestirn hervorgebrachte Unterschied zwischen Hoch- und Niedrigwasser ist also

$$F = \frac{3\,c\,M\,m\,R}{a^3}.$$

Ein bestimmtes Maß ist auch für den der Rechnung zugrunde liegenden einfachsten Fall nicht gegeben, geschweige denn für die Wirklichkeit. Der Ausdruck läßt uns aber erkennen, in welcher Weise die Masse und die Entfernung des Gestirns seine flutbildende Kraft beeinflussen:

Die flutbildende Kraft eines Gestirns ist seiner Masse unmittelbar und der dritten Potenz seiner Entfernung umgekehrt proportional.

Aus diesem Gesetz ergibt sich, daß die Planeten wegen ihrer der Sonne gegenüber nur geringen Masse und ihrer großen Entfernung keinen merkbaren Einfluß auf unsere Meere ausüben. Anderseits ist der Einfluß des Mondes wegen seiner geringen Entfernung größer als derjenige der Sonne. Nimmt man nämlich die Masse der Erde und den Durchmesser des Erdäquators als Einheiten, so ist in runden Zahlen

die Masse der Sonne = 319 500
„ „ des Mondes = 0,0125
die mittlere Entfernung der Sonne = 11 600
„ „ „ des Mondes = 30,

und es ergibt sich

$$\frac{F_m}{F_s} = \frac{0{,}0125 \cdot 11\,600^3}{319\,500 \cdot 30^3} = \text{rund } 2{,}25.$$

Die flutbildende Kraft des Mondes ist also etwa $2\,^1/_4$ mal so groß als die der Sonne.

Die Mondfluten herrschen deshalb vor, und die Sonnenfluten verstärken die Mondfluten oder schwächen sie ab. Die größte Verstärkung findet dann statt, wenn das Sonnenhochwasser mit dem Mondhochwasser zeitlich zusammenfällt. Diese außergewöhnliche starke „*Springflut*“ sollte bei Vollmond und Neumond eintreten. In unserer Gegend tritt die Springflut aber erst 2 bis 3 Tage nach den Syzigien ein. Die größte Abschwächung der Mondflut tritt dann ein, wenn das Sonnenniedrigwasser mit dem Mondhochwasser zusammenfällt. Dieser Fall, die „*taube Flut*“, sollte zur Zeit der Quadraturen stattfinden, sie verspätet sich aber auch um 2 bis 3 Tage. Diese Verspätungen sind vielleicht die Folge davon, daß die Tideerscheinung in der südlichen zusammenhängenden Meereszone sich am stärksten entwickelt und daß die

bei uns beobachtete Erscheinung der Hauptsache nach von jener Tidewelle abhängt, die sich erst nach 2 bis 3 Tagen in den nördlichen Meeren geltend macht.

Am offenen Meere steigt der Wasserspiegel bei der Springflut höher als bei der tauben Flut, und er sinkt ebenfalls bei der Springflut tiefer.

Dadurch, daß Sonne und Mond ihre Stellung zueinander fortwährend verändern, entsteht die halbmonatliche Ungleichheit des Flutwechsels, der allmähliche Übergang von der Springflut zu der tauben Flut. Durch die Abweichung (Deklination) der Gestirne, hauptsächlich die des Mondes, entsteht die tägliche Ungleichheit, denn wenn der Himmelskörper nicht in der Äquatorebene steht, so sind, wie wir bereits gesehen haben (vergl. Abb. 71), seine flutbildenden Kräfte für den oberen und unteren Meridiandurchgang verschieden groß. Die tägliche Ungleichheit bewirkt, daß bald die Vormittagsflut, bald die Nachmittagsflut die größere ist, und zwar folgt auf der nördlichen Halbkugel das höhere Hochwasser bei nördlicher Abweichung des Mondes seinem oberen und bei südlicher Abweichung seinem unteren Meridiandurchgange.

Die wirklichen Fluterscheinungen stimmen mit der Theorie in vielen Stücken überein, beispielsweise darin, daß Verschiedenheiten nach Art der halbmonatlichen und täglichen Ungleichheiten, zwischen Springfluten und tauben Fluten usw. wirklich vorkommen. Andere beobachtete Erscheinungen können dagegen nicht genügend theoretisch begründet werden und lassen sich nur dadurch erklären, daß die Flutwellen sich wegen der Gliederung der Erdoberfläche und des vielfachen Wechsels zwischen Land und Meer nicht regelmäßig entwickeln können, sondern in sehr mannigfaltiger Weise abgelenkt und umgestaltet werden. Es kommt hinzu, daß die Beobachtungen sich auf Küstenpunkte beschränken und die im freien Meere wirklich stattfindenden Vorgänge unbekannt sind. Am Ärmelmeer finden wir an der französischen Küste bis zur Enge von Dover—Calais sehr bedeutende Flutgrößen:

	Springtide	taube Tide
in Brest	6,2 m	2,6 m
„ St. Malo	10,7 „	4,4 „
„ Granville . . .	11,7 „	5,1 „
„ Havre	6,8 „	3,5 „
„ Dünkirchen. . .	5,2 „	3,1 „

Auch an der Scheldemündung ist der Flutwechsel noch bedeutend,

in Vlissingen . . .	4,6 m	2,9 m.

An der holländischen Küste macht sich dagegen die Interferenz der nördlich um Großbritannien und der durch das Ärmelmeer

fortschreitenden Flutwellen geltend. Die Flutbewegung ist abgeschwächt, und der Unterschied zwischen Springflut und tauber Flut ist minder ausgeprägt.

Die Flutgröße der Springtide beträgt

beim Hoek van Holland (neue Maasmündung bei Rotterdam)	. . . . .	2,0 m
in Ymuiden	. . . . . .	1,8 „
„ Nieuwodiep	. . . . .	1,3 „

Für die Fluterscheinung an der deutschen Nordseeküste ist die Form der Helgoländer Bucht mit ihrer in der Elbmündung liegenden Spitze maßgebend. Die mittlere Flutgröße beträgt in Helgoland etwa 2 m, verstärkt sich aber bis zur Küste erheblich und beträgt

in Wilhelmshaven	. . .	3,5 m
„ Bremerhaven	. . . .	3,3 „
„ Cuxhaven	. . . . .	2,85 „

Dabei ist in Cuxhaven die Flutgröße bei Springtide nur um 0,4 m größer als bei tauber Tide.

Im allgemeinen folgen die Flutwellen denselben Gesetzen als die durch Wind oder eine andere Kraft entstandenen Wellen. Dazu gehört, daß sie durcheinander fortschreiten und sich durchdringen, ohne sich zu zerstören, daß beim Einlaufen in sich verengende Buchten der Flutwechsel größer und in dem entgegengesetzten Falle kleiner wird, auch die Fortschrittsgeschwindigkeit in seichtem Wasser abnimmt, die Schwingungszeit aber unverändert bleibt.

Beim Einlaufen in einen Meerbusen wächst die Flutgröße oft sehr bedeutend. Im Bristolkanal ist beispielsweise

	die Entfernung vom Anfangspunkt	die Breite	die Flutgröße bei Springtide
bei Lundy Island .	0 km	68,0 km	8,2 m
„ Nash Point . .	78 „	18,5 „	10,0 „
„ Cardiff . . .	117 „	14,8 „	11,4 „
an der Mündung des Avon	143 „	7,4 „	12,2 „

In der Fundy Bay in Nordamerika, zwischen Neufundland und Neubraunschweig wächst die Flutgröße von 2,5 m am Eingang auf etwa 15 m.

Die Flutgröße ist im offenen Meere anscheinend geringer als an den Küsten. Bei St. Helena und Mauritius beträgt sie 1 m, bei Honolulu 0,6 und bei Tahiti sogar nur 0,3 m.

An einzelnen Küstenpunkten kommt täglich nur eine Tide vor, an anderen fällt der regelmäßige Flutwechsel ganz fort, so

z. B. bei Courtown an der irischen Küste, während in etwas mehr als 100 km Entfernung an der gegenüberliegenden englischen Küste die Flutgröße 5 m und mehr beträgt. Es ist unmöglich, diese Verschiedenheiten aus der Gliederung der Meere im einzelnen zu erklären.

Unter der Hafenzeit eines Ortes versteht man diejenige Uhrzeit, zu welcher das Hochwasser am Tage des Vollmondes oder Neumondes durchschnittlich eintritt. Ungefähr gibt die Hafenzeit auch an anderen Tagen den Unterschied zwischen der Zeit der Mondkulmination und dem Eintritt des Hochwassers an. Durch Vergleichung der Hafenzeiten benachbarter Küstenorte läßt sich über die Art des Fortschreitens der Flutwelle zwar ein Urteil gewinnen, die Fortschrittsgeschwindigkeit aber nur in besonderen Fällen, z. B. in langgestreckten schmalen Buchten zuverlässig berechnen.

Die Flutwelle unterscheidet sich von den durch den Wind verursachten Wellen durch ihre sehr viel größere Länge und Schwingungszeit. Denn sie braucht 12,4 Stunden oder rund 44 600 Sekunden, um an einem Beobachtungspunkte vorüberzuziehen oder einen Weg gleich ihrer Länge zu durchlaufen, wogegen große Meereswellen nur ungefähr 250 m lang sind und in etwa 12 Sekunden an einem Punkt vorbeiziehen.

Da der Verlauf der Flutwellen wesentlich vom Monde abhängt, ist die mittlere Dauer einer Tide, d. h. der Zeitunterschied zweier Hochwasser oder zweier Niedrigwasser gleich einem halben Mondtage, also $= 12^h\ 25'\ 14''$ oder rund 12,4 Stunden. An jedem folgenden Vormittag oder Nachmittag tritt das Hochwasser also $^3/_4$ bis 1 Stunde später ein, als das entsprechende Hochwasser am Tage vorher stattfand.

Wenn wieder die Wellenperiode $= T$
die Fortschrittsgeschwindigkeit $= u$
und die Wellenlänge $= L$ gesetzt wird,
ist $L = uT$ und wegen $T = 44\,600$ ist die Länge der Flutwelle

(94) . . . . . . $L = 44\,600 \cdot u.$

Mit welchen Geschwindigkeiten die Flutwellen in den großen Meeren fortschreiten, ist nicht genau bekannt. Wir können den Weg der einzelnen Flutwelle nicht verfolgen, und die Versuche, über den Ozean hinüberreichende Linien gleicher Hochwasserzeit (Isorachien) zu zeichnen, haben sich als verfehlt erwiesen. Besser kann man den Verlauf einzelner heftiger Erdbebenwellen verfolgen. Im Dezember 1854 wurde die japanische Küste von heftigem Erdbeben heimgesucht, mit dem eine 9 bis 10 m hohe Stoßwelle verbunden war. $12^h\ 36'$ später wurde der erste von

mehreren aufeinanderfolgenden Wellenscheiteln in San Francisco beobachtet. Nach den Beobachtungen war für die Erdbebenwelle

$u = 185$ m/Sek.
$T = 1380$ Sek., also war
$L = 255$ km.

In Meeresbuchten und Strommündungen, in welche die Flutwelle eindringt, schreitet diese mit bedeutend kleinerer Geschwindigkeit fort.

Die Fortschrittsgeschwindigkeit u beträgt zwischen Helgoland und Cuxhaven etwa $26 \frac{\text{m}}{\text{Sek.}}$, von Cuxhaven bis Brunsbüttel zwischen 6 und 8 m.

Die Länge L der Flutwelle ist in der Nähe der Küsten nicht größer als 1000 bis 1500 km zu schätzen, und sie wird sich auch auf hoher See nur auf eine mäßige Anzahl von Längengraden erstrecken, so daß viele Flutwellen gleichzeitig den Ozean durchlaufen. Diese Wellen werden durch die Gestirne taktmäßig erregt und bald verstärkt, bald abgeschwächt, wobei ihre durchschnittliche Periode aber unverändert erhalten wird. Auf diese Weise werden die Unterschiede zwischen den theoretischen und den wirklichen Fluterscheinungen verständlich, und es läßt sich begreifen, daß die Beobachtungen an manchen Punkten den Einfluß der Sonne deutlicher zu erkennen geben als der Einfluß des Mondes, der in seiner Erdentfernung und seiner Abweichung (Deklination) schnell eintretenden Änderungen unterworfen ist.

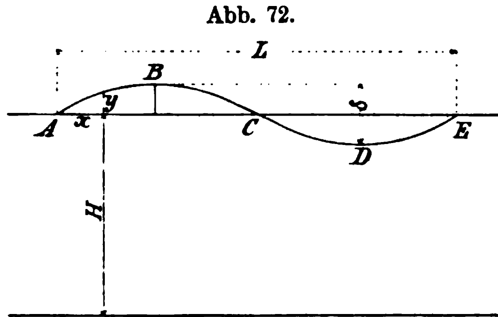
Für genaue Beobachtungen der Tiden sind selbstschreibende Schwimmerpegel am besten geeignet. In Meeresteilen mit geringer Wassertiefe kann sich der Seemann aber auch durch sorgfältige Lotungen von verankerten Fahrzeugen aus eine ungefähre Kenntnis der Hafenzeit und der Größe des Flutwechsels verschaffen.

61. Die Flutwellen. In engem Zusammenhange mit den Flutwellen stehen die Flutströmungen. Die Bildung der langgestreckten Flutwellen erfordert in größerem Umfange eine hin und her gehende Verschiebung der Wasserschichten, so daß Strömungen auftreten, welche das Wasser nach denjenigen Flächen, wo ein Wellenberg entsteht, hin und von den in der Bildung begriffenen Talflächen hinwegführen.

Im offenen Meere sind diese Strömungen im allgemeinen nicht stark, in der Nähe der Küsten und vorzüglich in den Strommündungen, Haffen und Buchten sind sie dagegen sehr bedeutend und wirken auf die ganzen Verhältnisse dieser Wassergebiete maßgebend ein.

Die Ebbe- und Flutströmungen werden durch die Gestaltung der Küsten und Buchten vielfach beeinflußt und fallen am mannigfaltigsten aus, wenn das Meeresgebiet durch Inseln zerteilt ist; dann schlagen die Strömungen bei Flut und bei Ebbe oft verschiedene Wege ein, und die Strömungsrichtung verändert sich bisweilen stetig. Die Strömungen sind gewöhnlich in der ersten Hälfte der Flut und in der zweiten Hälfte der Ebbe am stärksten. Der Stromwechsel setzt erst geraume Zeit nach dem Eintreten des höchsten und des niedrigsten Wasserstandes ein.

Abb. 72.



Die Art und Weise, in der die Änderung der Wasserstände an einem Orte vor sich geht, läßt sich am besten durch Aufzeichnung der Flutkurve darstellen; zur Zeichnung der Flutkurve werden die Zeiten nach der Länge und die Wasserstände nach der Höhe aufgetragen. Bei regelmäßigem Verlaufe ist die Flutkurve am offenen Meere eine Sinuslinie, entsprechend der Gleichung

$$(95) \quad \ldots\ldots \quad y = \frac{\delta}{2} \sin \frac{2\pi t}{T} \, .$$

Man zeichnet sie, indem man erstens eine der Zeitdauer T der Flutperiode entsprechende Länge und zweitens den Umfang eines Kreises, dessen Durchmesser gleich der Höhe δ des Flutwechsels ist, in eine übereinstimmende Anzahl gleicher Teile zerlegt, durch die zugeordneten Teilpunkte senkrechte bezw. wagerechte Linien zieht und deren Schnittpunkte verbindet. Der Durchmesser des Kreises wird auf Mittelwasserhöhe gelegt und ebenso der Anfangspunkt der Kreisteilung.

An jedem Küstenpunkte hat die wirkliche Flutkurve indessen eine besondere, aus der Beobachtung der Wasserstände zu erkennende Form. Abb. 73 u. 74 zeigen die Flutkurven zu Cuxhaven und vom Helder, an der Nordspitze des holländischen Festlandes gegenüber der Insel Texel. Die Cuxhavener Flutkurve entspricht nicht einer mittleren, sondern einer beobachteten bestimmten Tide. Daher erreicht das zweite Niedrigwasser nicht ganz die Höhe des ersten. Die Form der Flutkurve ähnelt im übrigen der auf hohem Meere geltenden Sinuslinie, nur ist die Flutdauer kürzer als die Ebbedauer, und die Linie steigt im ersten Teile der Flut steiler an, als es der Sinuslinie entsprechen würde. Die mittlere

Flutgröße ist in Cuxhaven 2,85 m. Ganz anders sieht die Flutkurve am Helder aus. Die Flutgröße ist wesentlich geringer, weil die Tide am Helder das Ergebnis der beiden hier zusammentreffenden Flutwellen ist, von denen die eine den Weg im Norden um Schottland herum genommen hat, die andere das Ärmelmeer durchschritten hat. Namentlich in der Nähe des Hochwassers zeigt sich das von der Interferenz herrührende unregelmäßige Steigen und Fallen des Wasserstandes.

Abb. 73.

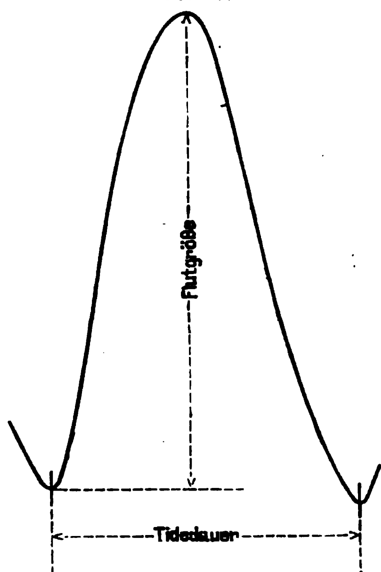
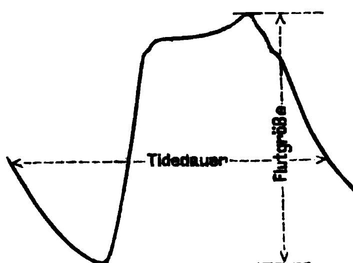


Abb. 74.



Die Flutwellen geben dem Meeresspiegel die Form langgestreckter Wellenlinien. Der in der Richtungslinie des Fortschreitens der Flutwelle genommene Schnitt durch den Wasserspiegel der offenen See wird durch die Flutkurve dargestellt, wenn man den Längenmaßstab so wählt, daß die Wellenlänge L mit der Dauer einer Tide übereinstimmt. Es lautet daher die Gleichung der Flutwelle der offenen See nach Abb. 72

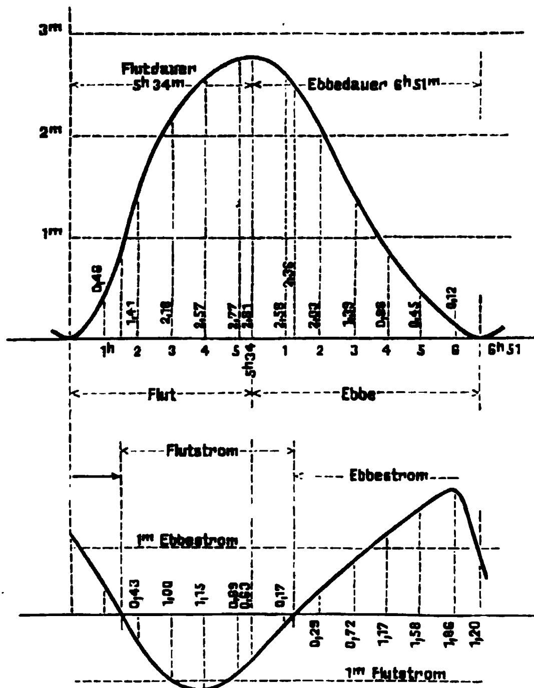
$$(96) \quad \ldots\ldots \quad y = \frac{\delta}{2} \sin \frac{2\pi x}{L}.$$

In Abb. 76 ist der Längenschnitt der Flutwelle und der Bewegungsvorgang dargestellt: In dem vierten Teil der Dauer einer Tide rückt die Welle $ABCDE$ um $\frac{L}{4}$ vor, wobei der obere Scheitel von B nach A', der untere von D nach C' gelangt und die Ober-

fläche die punktierte Form $A'B'C'$ annimmt. Die kleinen Pfeile geben die Strömungsrichtung an. Am Beginn des betrachteten Zeitabschnitts ist auf der Strecke BD Ebbe, d. h. die Ebbe tritt in B gerade in die Erscheinung, hört in D gerade auf und ist auf allen zwischenliegenden Punkten voll im Gange; beiderseits der Strecke BD ist Flut. Am Schlusse des Zeitabschnitts ist ebenso auf der Strecke $A'C'$ Ebbe und von C' bis E' Flut.

Die Flut- und Ebbeströmungen haben entgegengesetzte Richtungen, es muß aber hervorgehoben werden, daß die Strömungsrichtung des Wassers nicht vollständig der Neigung der Oberfläche entspricht. Die Abweichung besteht darin, daß die Umsetzung der Strömung sich verspätet; die Flutströmung hält an einem Punkte noch an, wenn der Wasserspiegel bereits fällt, ebenso die Ebbeströmung, wenn der Wasserspiegel bereits steigt. Die Verspätung des Strömungswechsels ist stets verhanden und dauert auf offenem Meere wahrscheinlich bis zum Eintritt des mittleren Wasserstandes zwischen Hochwasser und Niedrigwasser. In Cuxhaven tritt der Flutstrom durchschnittlich $1^h\,30'$ nach Niedrigwasser ein, der Ebbestrom $1^h\,25'$ nach Hochwasser. Das ist aus Abb. 75 zu ersehen, wo unter der Cuxhavener Flutkurve die Strömungsgeschwindigkeiten, die in den einzelnen Tidezeiten stattfinden, dargestellt worden sind. Diese Erscheinung steht im Einklange mit den Gesetzen der Trägheit und der lebendigen Kraft; wie ein Pendel nicht auf dem niedrigsten Punkte stehen bleibt, so müssen auch die Wasserteilchen eine Strecke bergauf fließen und dadurch ihre Geschwindigkeit verlieren, bevor der Strömungswechsel eintreten kann.

Abb. 75.



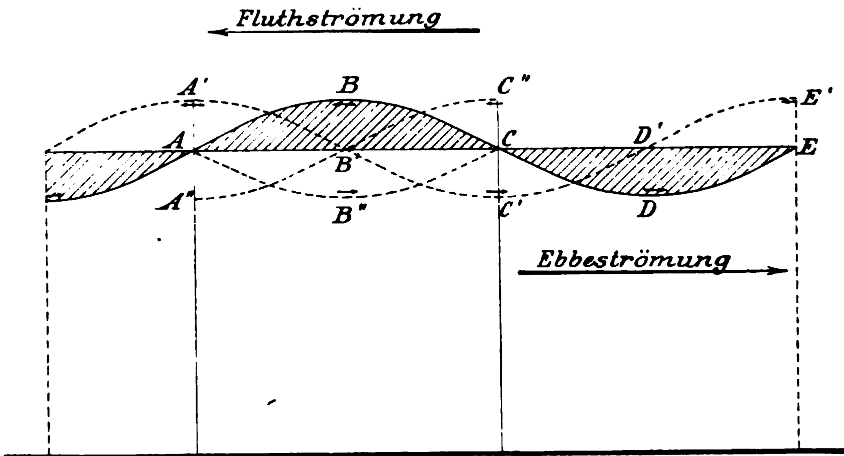
Die Neigung der Oberfläche ist am größten in A und C, und man erhält sie aus der Gleichung 96, wenn in dem Ausdrucke $\frac{dy}{dx} = \frac{\delta \pi}{L} \cos \frac{2 \pi x}{L}$ die Größe $x = 0$ gesetzt wird, nämlich

$$(97) \quad \ldots \ldots \quad J = \operatorname{tang} \alpha = \pi \frac{\delta}{L}.$$

Um die mittleren Geschwindigkeiten, welche die Wasserteilchen in der Tideströmung annehmen, angenähert kennen zu lernen, wollen wir die Bewegung in zwei Querschnitten A und C (Abb. 76), welche um eine halbe Wellenlänge voneinander entfernt sind, gleichzeitig untersuchen und dabei die Annahmen machen, daß erstens die Geschwindigkeiten aller Teilchen eines Wasserquerschnitts gleich groß sind und daß zweitens die Strömung in halber Fluthöhe umsetze.

Wir zerlegen die ganze Wellenperiode in vier gleiche Teile und beginnen mit der in Abb. 76 durch die ausgezogene Linie $ABCDE$ dargestellten Lage. In dem ersten Abschnitte von $\frac{T}{4}$ Sekunden rückt der Wellenscheitel von B nach A' vor, und die zwischen den Querschnitten A und C enthaltene Wassermasse ver-

Abb. 76.



mindert sich um den Inhalt des Wellenberges $ABCA$, denn es ist $AA'B' = CC'B'$ und folglich die mittlere Wasserhöhe am Schlusse des Zeitabschnitts gleich AC. Der Inhalt des Wellenberges ist

$$F = 2 \int_0^{L/4} y\, dx = \frac{L \delta}{2 \pi},$$

wie sich zufolge der Gleichung 96 und nach Ausführung der Integration ergibt. Der gemachten Voraussetzung zufolge war die Geschwindigkeit am Anfange des Zeitabschnitts in A und in $C = 0$, und es hat in beiden Querschnitten nur Ausströmung aus der Strecke AC stattgefunden. Man erhält daher für die mittleren Durchflußmengen in A und C die Gleichung

$$(Q_A + Q_C)\frac{T}{4} = \frac{L\delta}{2\pi}.$$

In dem folgenden Viertel der Wellenperiode bildet sich zwischen A und C das Wellental $AB''C$, und der Wasserinhalt vermindert sich wiederum um $F = \frac{L\delta}{2\pi}$. Am Anfange dieses Zeitraums hat in A die Ebbe und in C die Flut begonnen, so daß ohne die Verspätung des Strömungswechsels sowohl bei A als bei C eine Einströmung von Wasser in die Strecke AC hätte stattfinden müssen. Da dies mit der Verminderung der Wassermasse nicht vereinbar ist, sehen wir, daß die Annahme einer Verspätung des Stromwechsels begründet erscheint. Da der gemachten Voraussetzung gemäß die Strömung erst auf halber Höhe der Flut und Ebbe umsetzt, findet noch während des ganzen zweiten Abschnitts Ausströmung statt. Wird die durchschnittlich in der Sekunde ausströmende Wassermenge wiederum in dem früheren Sinne mit Q_A und Q_C bezeichnet, nämlich als Flutströmung bei A und als Ebbeströmung bei C, so gilt auch für den zweiten Zeitabschnitt die Gleichung

$$(Q_A + Q_C)\frac{T}{4} = \frac{L\delta}{2\pi}.$$

Die gleichen Ausdrücke ergeben sich, wenn man das dritte und das vierte Viertel der Wellenperiode in Betracht zieht, für die Einströmung in die Strecke AC infolge der Ebbeströmung im Querschnitt A und der Flutströmung im Querschnitt C. Nach Ablauf der ganzen Tide tritt genau der anfängliche Zustand wieder ein; die Flutströmungen sowohl als auch die Ebbeströmungen sind während einer ganzen Tide in A und in C sowie überhaupt in allen beliebigen Querschnitten gleich groß, und man erhält für die ganze Wassermasse, welche im Laufe einer Tide durch einen beliebigen Querschnitt abwechselnd im Flut und im Ebbestrom hin- und herfließt, den Wert

$$M = \frac{L\delta}{2\pi}.$$

Die Querschnittsbreite ist hierbei $= 1$ angenommen. Es ist $L =$ Wellenlänge und $T = 44600$ Sekunden. Beträgt die Dauer

des Flut- und des Ebbestroms, wie es für das offene Meer zutrifft, je $\frac{T}{2}$, so ergibt sich die mittlere Geschwindigkeit der Flut- und Ebbeströmung annähernd aus der Beziehung

$$M = \sigma H \cdot \frac{T}{2}$$

zu

$$\sigma = \frac{L\delta}{\pi T H}$$

oder wegen $L = uT$

$$\sigma = \frac{u\delta}{\pi H}. \tag{98}$$

Die Flutströmungen entsprechen nur auf freien Meeresflächen den vorstehend geschilderten Vorgängen. In den sich verengenden Buchten und Strommündungen darf die Wasserspiegelbreite nicht unberücksichtigt bleiben. Je schneller diese in der Richtung landeinwärts oder stromauf abnimmt, desto leichter kann die vordringende Flutwelle den Wasserspiegel vor sich heben und hinter sich senken, in solchen Fällen wird deshalb der Flutwechsel größer. Die entgegengesetzte Wirkung tritt ein, wenn die Wasserbreite stromaufwärts größer wird, der Flutwechsel nimmt alsdann sehr merklich ab. Die in Artikel 59 entwickelten Gleichungen zur Bestimmung der Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen treffen für die Bewegung der Flutwellen umsomehr zu, als hier der Bedingung, daß die Wellenhöhe der Wellenlänge gegenüber verschwindend klein ist, nahezu Genüge geleistet wird. Nach Gleichung 89 muß sich also bei beschränkter Tiefe der Hochwasserpunkt rascher vorwärts bewegen als der Niedrigwasserpunkt. Während die Zeit einer ganzen Tide unverändert 12,4 Stunden bleibt, muß daher in der Nähe der Küste die Dauer der Ebbe länger sein als die Dauer der Flut. Die Beobachtungen bestätigen das. So ist in Cuxhaven (s. Abb. 75) die mittlere Dauer

der Ebbe . . .	$6^h\ 51'$
der Flut . . .	$5^h\ 34'$
der ganzen Tide	$12^h\ 25'$.

Die Flutdauer wird noch mehr eingeschränkt, wenn die vordringende Flutwelle einer heftigen Strömung begegnet.

In besonders augenfälliger Weise äußert sich die Formveränderung der Flutwelle in solchen Flußstrecken, die bei sehr großem Flutwechsel ein stark ansteigendes Bett haben, in welchem also ein starker Ebbestrom der Flutwelle entgegentritt. Alsdann geht nämlich infolge der Verzögerung des Fußes der Flutwelle und des schnelleren Nachdringens des oberen Teiles der Welle ihr

vorderer Abhang in eine bisweilen mehrere Meter hohe steile Wand über, welche die Flut einleitend mit großer Geschwindigkeit brandend aufwärts läuft. Dies ist die Sturzwelle, auch Bore und Mascaret genannt, die im Severn mit etwa 5 m Geschwindigkeit in der Sekunde läuft und 2 m Höhe hat, im Amazonenstrom und in einigen chinesischen Strömen aber noch stärker ausgebildet auftritt.

62. Flut und Ebbe in den Strommündungen. Die von der See her in den Fluß eindringende Flutwelle wird in der am Schlusse des vorigen Artikels angegebenen Weise verzögert, verändert und abgeschwächt, indem das Hochwasser oft stromaufwärts seine Höhe nahezu beibehält, während das Niedrigwasser sich immer mehr hebt. Die Flutgröße und die Flutdauer werden stromaufwärts immer geringer, und schließlich wird die Flutgrenze erreicht, d. i. diejenige Stelle, wo der Flutwechsel aufhört und der Wasserstand sich nur noch nach der Menge des Oberwassers richtet.

Die Flutgrenze ändert sich mit der Stärke der Meeresfluten und der Menge des vom oberen Flusse zugeführten Wassers. Sie rückt stromabwärts vor, wenn die Menge des Oberwassers wächst, oder wenn die Flutgröße an der Mündung des Stromes wegen der halbmonatlichen Ungleichheit oder unter dem Einfluß von Landwinden kleiner wird. Umgekehrt rückt die Flutgrenze stromaufwärts vor, wenn der obere Strom wenig Wasser führt oder die Meeresflut sehr stark ist. An der Elbe liegt die Flutgrenze in der Regel bei Geesthacht 141 km von der Mündung, sie kann aber bei Sturmfluten bis zu dem 24 km weiter aufwärts liegenden Boizenburg vorrücken, und zeitweise ist auch bei Geesthacht der Flutwechsel unmerkbar. Der Flutstrom reicht nicht bis zur Flutgrenze, sondern die stromaufwärts gerichteten Strömungen hören schon unterhalb der Flutgrenze auf. Im obersten Teile des Flutgebietes äußert die Meeresflut sich also nur durch ein geringes Steigen und Fallen des Wasserstandes und dadurch, daß das Wasser abwechselnd rascher und langsamer abfließt.

Von der Flutgrenze bis zur See ändert sich der Stand und die Neigung des Wasserspiegels in jedem Augenblicke, und auch die Durchflußmengen verändern sich sowohl von einem Querschnitt zum andern, als auch in jedem einzelnen Querschnitt mit der Zeit. Auch die Neigung des Wasserspiegels ändert sich in jedem Punkte unausgesetzt und entspricht in der Regel nicht den in Artikel 29 gefundenen Beziehungen zwischen Querschnitt, Wassermenge und Gefälle. Zeitweise wird ein Teil der durch das Gefälle gegebenen Arbeitsgröße zur Beschleunigung der Wasserteilchen benutzt, und

zu anderen Zeiten wird umgekehrt ein Teil der im Wasser enthaltenen lebendigen Kraft dazu verwendet, das Wasser in verzögerter Bewegung noch mit einer Geschwindigkeit vorwärts zu treiben, welcher das Gefälle nicht mehr entspricht. Wir haben Seite 247 gesehen, daß die Bewegung des Wassers, ehe der Stromwechsel eintritt, sogar dem Gefälle entgegengerichtet ist.

An der Flutgrenze ist die Menge des während einer ganzen Tide abfließenden Wassers gleich dem Produkt aus dem sekundlichen Abfluß des oberen Stromes und der Dauer der Tide, die im Mittel 44 600 Sekunden beträgt. Die im ganzen während einer Tide abfließenden Wassermassen nehmen aber stromabwärts von der Flutgrenze bedeutend zu, denn es gelangen daselbst im Ebbestrom auch die vorher während der Flut eingedrungenen Wassermassen wieder zum Abfluß. Die in der Ebbe abfließende Wassermenge ist größer als die zur Flutzeit aufwärts geflossene Wassermenge, und der Unterschied kommt der auf die ganze Dauer der Tide entfallenden Oberwassermasse gleich. An der Flutgrenze der Elbe fließen im Sommer bei guter Abwässerung des oberen Stromes während einer Tide 25 Millionen cbm ab, der Abfluß bei Cuxhaven beträgt dagegen in derselben Zeit 800 Millionen cbm.

Mit der durch einen Querschnitt hin- und her-fließenden Wassermenge wächst das hydraulische Vermögen an der Querschnittsstelle, d. i. die auf Offenhaltung und Räumung seines Bettes gerichtete Wirkung des Stromes. Darin, daß dieses hydraulische Vermögen nicht lediglich von der Oberwassermenge abhängt, sondern durch das Eindringen der Flutwelle vermehrt wird, liegt das wesentliche Unterscheidungsmerkmal zwischen der innerhalb des Flutgebietes gelegenen Flußstrecke und der oberhalb gelegenen. Alles, was das Eindringen der Flutwelle erleichtert, dient zur Vermehrung der Wassertiefe, zur Verbesserung der Schiffahrt und häufig auch zur Verbesserung der Vorflut, indem mit der Zunahme der Flutgröße das Bett vertieft wird und das Niedrigwasser tiefer abläuft. Eine Hebung des Hochwassers findet dabei gewöhnlich nicht statt, und wenn sie ausnahmsweise vorkommt, so pflegt sie nur unbedeutend zu sein.

Von dem stets veränderlichen Längenschnitt des Wasserspiegels sind die Hochwasser- und Niedrigwasserlinien zu unterscheiden. Man erhält diese Linien, welche die Umhüllung sämtlicher im Laufe einer Tide vorkommenden Spiegellinien bilden, aus den Flutkurven möglichst zahlreicher Stellen, wenn deren Scheitel- und Fußpunkte in den Längenschnitt eingetragen und einerseits die Hochwasserpunkte, anderseits die Niedrigwasser-

punkte miteinander verbunden werden. Unter dem Gefälle schlechtweg versteht man gewöhnlich die Niedrigwasserlinie.

Die Hochwasserlinie ist innerhalb des Flutgebietes nahezu wagerecht, wenigstens ist ihre Neigung geringer als diejenige der Niedrigwasserlinie. Beide Linien steigen vom Meere aus landeinwärts an und treffen an der Flutgrenze zusammen. Eine Ausnahme hiervon, nämlich ein Fallen der Hochwasserlinie kann nur aus zwei Anlässen vorkommen, nämlich dann, wenn sich die Querschnitte im Flutgebiet von der Mündung nach oben hin erheblich erweitern, und in solchen Wasserläufen, deren schon an der Mündung enges und gewundenes Bett der eindringenden Flutwelle bedeutende Hindernisse bietet, während die Oberwassermenge nur unbedeutend ist. Dies ist bei vielen kleinen Flüssen der Fall.

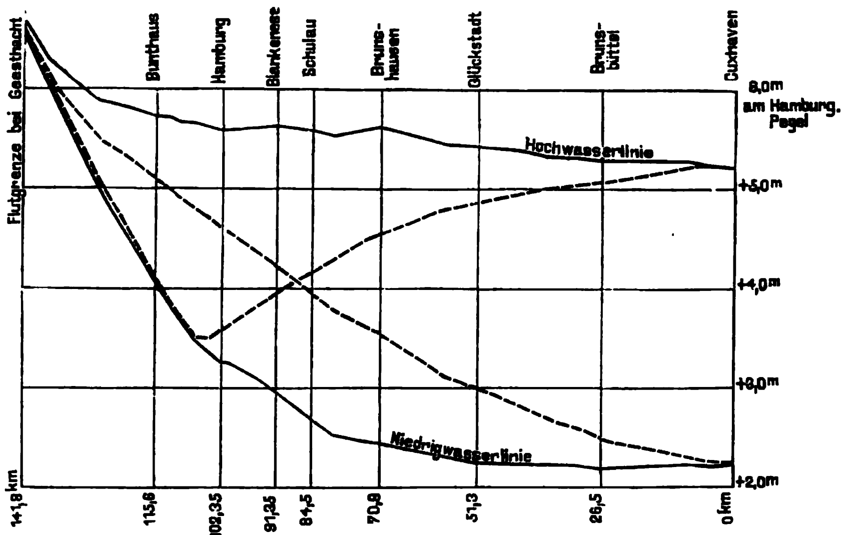
Beispiel. In der Eider ist die gewöhnliche Hochwasserlinie von Tönning aufwärts bis Pahlhude auf 53 km Länge wagerecht (auf + 1,21 m N. N.) und fällt dann bis Rendsburg (45 km oberhalb Pahlhude) auf + 0,88 m N. N. Die Sturmflut vom 15. Oktober 1881 erreichte dagegen an den genannten drei Orten der Reihe nach die Höhen + 4,12 bezw. 2,99 und 2,02 m N. N. Das gewöhnliche Niedrigwasser liegt auf — 1,41 bezw. — 0,56 und — 0,13 m N. N. Die Sturmfluten verlieren auf ihrem Wege umsomehr an Höhe, je höher sie an der Mündung sind. Die Hochwasserlinie der Schelde fällt oberhalb der Enge bei Antwerpen ebenfalls ab.

In den Fällen, wo die Hochwasserlinie landeinwärts fällt, hat die auf Erleichterung des Eindringens der Flutwelle gerichtete Flußregelung eine Hebung des Hochwassers zur Folge, so daß unter Umständen die Deiche erhöht werden müssen. Wo dagegen die Hochwasserlinie wagerecht liegt oder landeinwärts ansteigt, wird eine Hebung der Hochwasserstände infolge von Regelungsarbeiten nicht eintreten, obwohl solche Wirkungen bisweilen befürchtet werden. Das Wasser fließt während der Flut nur in dem Maße zu, wie es Gelegenheit findet, sich mit natürlichem Gefälle auszubreiten. Die aus der Regelung hervorgehende stärkere Strömung hat dagegen eine Vertiefung des Bettes zur Folge, durch die der Abfluß des Wassers während der Ebbe befördert und an der Grenze des Flutgebietes der Hochwasserstand bei den Anschwellungen des oberen Stromlaufes ermäßigt wird.

Es folgt daraus, daß man auch in dem Flutgebiet ebenso wie im oberen Stromlauf im allgemeinen nicht besser für die Vorflut sorgen kann als durch Geradelegung und Vertiefung des Flußbettes. Dabei senkt sich die Niedrigwasserlinie, und ihr Schnittpunkt mit der Hochwasserlinie rückt stromauf, die Flutwelle wird nicht nur in den einzelnen Querschnitten stärker, sondern sie dringt auch weiter landeinwärts. Um eine kräftige Flutströmung zu erzielen, muß das Flußbett möglichst gerade

geführt werden; Stromspaltungen, insbesondere solche, die durch größere Inseln entstehen, und Querschnittsverengungen sind zu beseitigen, und es ist vor allen Dingen darauf zu achten, daß der Hauptstromstrich für die Flutströmung und für die Ebbeströmung überall dieselben Linien verfolgt. Erweiterungen des Flutgebietes, alte Flußarme, Sümpfe und Seen, Seitentäler und Niederungsflächen, welche bei Hochwasser überflutet werden, sind am oberen Ende einer zu regelnden Stromstrecke vorteilhaft, indem das hydraulische Vermögen des Stromes durch die bei jeder Flut sich in den Erweiterungen ansammelnden und bei der Ebbe ablaufenden Wassermassen vermehrt wird. Alle Erweiterungen des Überschwemmungsgebietes, also auch die Anlage offener Hafenbecken kommen der

Abb. 77.



unterhalb liegenden Stromstrecke zugute, indem sie deren hydraulisches Vermögen stärken. Liegen die Erweiterungen nicht am oberen Ende des Flutgebietes, so beschränkt sich ihr vorteilhafter Einfluß auf die abwärts von ihnen liegende Flußstrecke. Der oberhalb der Erweiterungen befindliche Teil des Flutgebietes kann sogar durch die Herstellung der Erweiterungen benachteiligt werden, nämlich dann, wenn nicht gleichzeitig mit der Vergrößerung der Flutwasser aufnehmenden Flächen stromabwärts von ihnen die Durchflußquerschnitte vergrößert werden, damit dem von der Flußmündung kommenden Flutwasser die Möglichkeit gewährt wird, alle zur Verfügung gestellten Räume anzufüllen, und ebenso während der Ebbezeit die Entleerung jener Räume erfolgen kann. Das hydraulische Vermögen einer Flußstrecke im Flutgebiet ist sowohl

von dem Umfang der im oberen Gebiet zur Aufnahme von Flutwasser vorhandenen Räume, als auch von der Größe der Durchflußquerschnitte der Strecke selbst abhängig. Beide Teile müssen miteinander in Einklang stehen, und eine vollkommene Regelung des Flutgebietes verlangt, daß auf der ganzen Strecke von der Flutgrenze bis zur Mündung dieser Einklang vorhanden ist. Er gibt sich durch einen regelmäßigen Verlauf der Niedrigwasserlinie zu erkennen.

Abb. 77 zeigt den Längenschnitt durch das Flutgebiet der Elbe mit der Hochwasserlinie und der Niedrigwasserlinie. Außerdem sind die Wasserspiegellinien für die Zeit des Hochwassers und für die Zeit des Niedrigwassers in Cuxhaven eingetragen.

63. Die Wassermenge im Flutgebiet. Die Kenntnis des hydraulischen Vermögens oder der bei der Flut und Ebbe sich in der Flutstrecke bewegenden Wassermassen ist von so großer Wichtigkeit für alle Arbeiten im Flutgebiete, daß es unerläßlich ist, diese Wassermassen für die wichtigsten Querschnitte des Flutgebietes sorgfältig zu ermitteln. Diese Arbeit ist sehr umständlich und erfordert große Sorgfalt in Berücksichtigung und richtiger Würdigung aller einschlägigen Verhältnisse. Die Berechnung aus Querschnitt und Gefälle ist nicht anwendbar, weil die Gefälle fortwährend wechseln, kein Beharrungszustand vorhanden ist und keine bestimmten Beziehungen zwischen den Gefällen und den Geschwindigkeiten bestehen. Man muß daher einen anderen Weg einschlagen und an der Flutgrenze beginnend die Untersuchungen von Querschnitt zu Querschnitt in solcher Weise vornehmen, daß die Abflußmengen aus dem Zufluß des Oberwassers und den Raumgrößen zwischen den Wasserspiegelflächen am Anfange und Ende des fraglichen Zeitabschnitts hergeleitet werden. Dazu sind Wasserstandsbeobachtungen an zahlreichen Stellen erforderlich. Hat man aus den nach den Pegelbeobachtungen aufgezeichneten Flutkurven den Längenschnitt für zwei verschiedene Zeitpunkte aufgetragen, so lassen sich daraus für beliebige dazwischenliegende Querschnitte zunächst die Senkungen $= + \Delta z$ oder Hebungen $= - \Delta z$ des Wasserspiegels, daraus die Querschnittsveränderungen $\Delta F = \pm B \Delta z$ und schließlich die Raumgrößen $\Delta F \cdot \Delta x$ der einzelnen Zwischenstrecken finden. Die Zeiten Δt und die Längen Δx dürfen nicht zu groß gewählt werden, und es ist bei der Einteilung insbesondere darauf zu achten, daß dabei die Wendepunkte der Flutkurven (Hochwasser und Niedrigwasser) zur Geltung kommen. Bei genauen Untersuchungen wird man $\Delta t = 1/4$ Stunde oder 900 Sekunden annehmen.

Die Wassermenge an der Flutgrenze kann in gleicher Weise wie im Oberlauf der Flüsse bestimmt werden, sie kann daher hier als bekannt angesehen werden. Setzt man sie $= Q_a$ und zählt die Längen von der Flutgrenze stromab, die in der Zeit Δt stattfindenden Veränderungen Δz des Wasserspiegels positiv oder negativ, je nachdem es Senkungen oder Hebungen sind, so ist die an der beliebigen Stelle P während des Zeitabschnitts Δt in einer Sekunde durchfließende Wassermenge

$$(99) \quad . \quad . \quad . \quad Q = Q_a + \frac{\Delta M}{\Delta t} = Q_a + \frac{\Sigma \Delta x \cdot B \Delta z}{\Delta t}.$$

B bedeutet die mittlere Wasserspiegelbreite, einer jeden Zwischenstrecke von der Länge Δx, und die Summierung ist auf die ganze Länge von der Flutgrenze bis zu der zu untersuchenden Querschnittstelle zu erstrecken. Je nachdem Q positiv oder negativ ausfällt, findet in dem Querschnitt P Ebbe- oder Flutströmung statt, und indem man die Berechnungen auf eine ganze Tide ausdehnt und die Summe aller positiven und aller negativen Werte von $Q \Delta t$ bildet, erhält man die ganzen Wassermassen des Flutstromes und des Ebbestromes in dem Ausdrucke

$$(100) \quad . \quad . \quad M = \Sigma Q \cdot \Delta t = \Sigma \left[Q_a + \frac{\Delta M}{\Delta t} \right] \Delta t,$$

worin

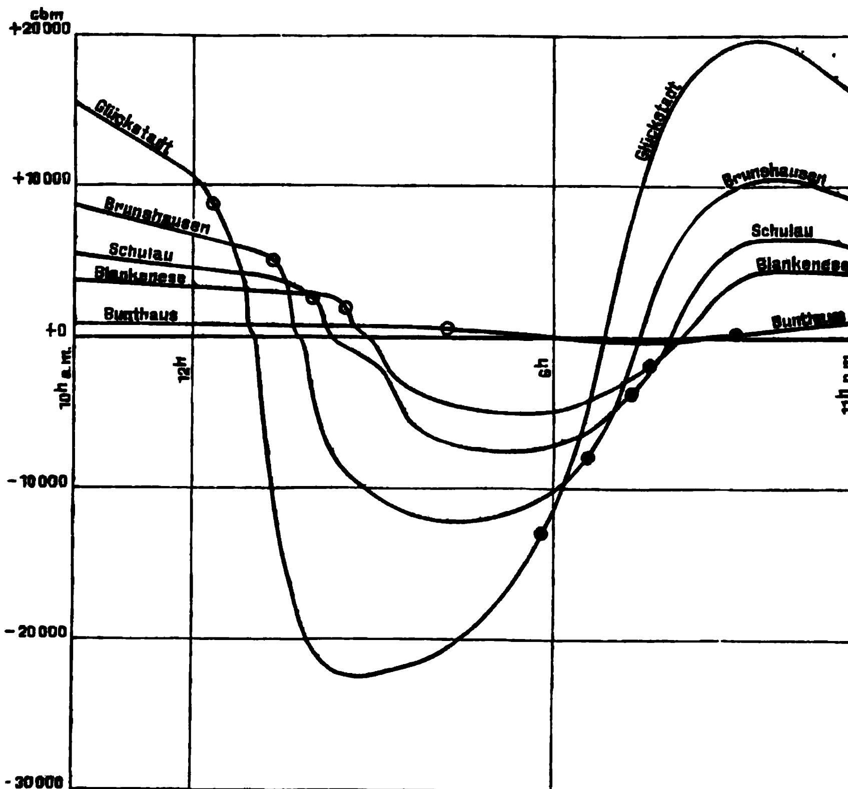
$$\Delta M = \Sigma (\Delta x \cdot B \Delta z).$$

Es ist zu beachten, daß über die Zugehörigkeit zum Ebbestrom oder zum Flutstrom nicht das Vorzeichen von Δz entscheidet, sondern das Vorzeichen von Q oder der eckigen Klammer in Formel 100. Zur Berechnung von Q oder der durch den Querschnitt P fließenden Wassermengen sind sämtliche Glieder von der Flutgrenze bis zu der Querschnittstelle P algebraisch zu summieren und, solange Q positiv ausfällt, ist im Profil P eine Ebbeströmung, im entgegengesetzten Falle eine Flutströmung vorhanden. In der Abb. 78 sind für einige Punkte des Flutgebietes der Elbe die nach der angegebenen Weise berechneten Durchflußmengen für die einzelnen Zeiten einer Tide angegeben. Die Flutwassermengen sind von der Grundachse nach unten abgetragen, die Ebbewassermengen nach oben. Für jede Wassermengenkurve ist die Zeit, zu welcher das Niedrigwasser an dem Beobachtungspunkte eingetreten ist, durch einen offenen Kreis und die Eintrittszeit des Hochwassers durch einen ausgefüllten Kreis angegeben. Es geht auch aus dieser Darstellung hervor, daß das Wasser, noch einige Zeit nachdem der Wasserspiegel bereits seinen niedrigsten Stand angenommen hat, seewärts fließt und daß auch der Flutstrom im allgemeinen noch

einige Zeit dauert, nachdem Hochwasser eingetreten ist. Bei Bunthaus, in der Nähe der Flutgrenze, ist der Flutstrom nur noch schwach und seine Dauer sehr abgekürzt.

Die Bestimmung der zu den verschiedenen Zeiten einer Tide durch gegebene Querschnitte wirklich abgeflossenen Wassermengen ist nach dem vorstehenden eine langwierige und vielfache Messungen und Beobachtungen erfordernde Arbeit. Diese Arbeit baut sich aber auf ganz bestimmten Grundlagen auf. Viel schwieriger liegt

Abb. 78.



die Sache, wenn es sich darum handelt, für einen zukünftigen, nach Vornahme einer umfassenden Korrektion vorhandenen Zustand die Durchflußmengen für die einzelnen Querschnitte der korrigierten Strecke zu bestimmen. Es muß dann der gleiche Weg eingeschlagen werden, manche der vorhin aus Beobachtungen gewonnenen Größen kann aber nur nach Mutmaßungen geschätzt werden. Die Größen der zukünftigen Querschnitte ergeben sich aus den vorzunehmenden Veränderungen des Flußbettes. Schwieriger ist aber die Vorher-

bestimmung der Flutkurven, für welche nicht bloß der zukünftige Verlauf der Hoch- und Niedrigwasserlinien maßgebend ist, sondern auch die Fortschrittsgeschwindigkeit, welche die Flutwelle unter den zukünftigen veränderten Verhältnissen annimmt und die Formveränderung, welche sie dadurch erleidet, daß Fußpunkt und Scheitel mit verschiedener Geschwindigkeit fortschreiten. Es bleibt nichts anderes übrig, als schätzungsweise die Annahmen zu machen, und diese Schätzung kann in der Regel nur in roher Weise vorgenommen werden. Schon die Annahme der neuen Niedrigwasserlinie kann kaum ganz zutreffend erfolgen, da ihre Lage und ihr Gefälle nicht allein von den neuen Querschnittsformen, sondern auch von den noch unbekannten Durchflußmengen abhängig sind. Noch schwieriger ist es, die Flutkurven der einzelnen Punkte für den zukünftigen Zustand zu zeichnen, da die Formeln für die Berechnung der Geschwindigkeit, mit der die Wellen fortschreiten, für die in einer mehr oder weniger unregelmäßigen Flußstrecke mit ansteigender Sohle vordringende Flutwelle erfahrungsmäßig keineswegs genau zutreffen.

Ist die Rechnung trotz aller Schwierigkeiten durchgeführt und sind die zukünftigen Durchflußmengen bestimmt, so besteht der Wunsch, die Ergebnisse der viele Schätzungen einschließenden Arbeit zu prüfen. Das ist rechnerisch nur insofern möglich, als man annehmen kann, daß der Abfluß gegen das Ende der Ebbezeit vorübergehend einem Beharrungszustande entspricht. Tatsächlich ändern sich die Abflußgeschwindigkeiten während einiger Zeit nur wenig. Man kann also prüfen, ob in dieser Zeit die durch die Flutberechnung erhaltenen Durchflußmengen den Querschnittsgrößen und den Gefällen unter Zugrundelegung einer Geschwindigkeitsformel entsprechen. Man wählt dabei zweckmäßig eine Geschwindigkeitsformel, die sich für den vorhandenen Zustand bewährt hat. Fällt die Prüfung nicht zufriedenstellend aus, so bleibt nichts anderes übrig, als die ganze Rechnung mit neuen Annahmen zu wiederholen.

Soll der korrigierte Zustand des Flusses sich ohne dauernde Nachhilfe von Baggerungen halten, so müssen die Stromgeschwindigkeiten so groß sein, daß sie größere Ablagerungen von Sinkstoffen verhindern. Franzius legte seinem Entwurfe für die Korrektion der Unterweser die Forderung zugrunde, daß sowohl bei Ebbe wie bei Flut mittlere Geschwindigkeiten von mindestens 0,5 m/sek herrschen müßten.

64. Wind und Wellenschlag. Bei den Dünungswellen, die nicht unter dem dauernden Einfluß des Windes stehen, legen die einzelnen Wasserteilchen, solange es sich um größere Tiefen handelt,

also im offenen Meer, geschlossene Bahnen zurück und kommen schließlich wieder in ihre ursprüngliche Lage. Anders liegt die Sache bei Wellen, auf die der Sturm einwirkt. Infolge der stärkeren Wirkung, die der Wind auf den luvseitigen Abhang der Welle ausübt, werden die Wasserteilchen in ihrer Bahn zugleich vorwärtsgetrieben. Der Wind hebt also den Wasserstand vor sich. Im offenen Meer können starke Hebungen des Wasserstandes indessen nicht stattfinden, das gestörte statische Gleichgewicht stellt sich vielmehr auf dem Wege von Unterströmungen wieder her. Anders liegt die Sache in tief in das Land eingeschnittenen Meeresbuchten mit ansteigendem Grunde, die in ganzer Ausdehnung unter dem Einfluß gleichgerichteter Luftströmungen stehen. Die vorwärts getriebenen Wasserteilchen können seitlich nicht ausweichen und die Unterströmungen vermögen nicht so viel Wasser zurückzuschaffen, als der Sturm vorwärts treibt. Der Wind vermag in solchen Fällen, starke Erhebungen des Wasserstandes zu veranlassen. Für jede Windstärke gibt es aber einen Meistbetrag der Hebung, der auch bei langer Dauer des Windes nicht überschritten werden kann, weil die Unterströmungen schließlich die gleichen Wassermassen, die der Wind vorwärts treibt, wieder zurückfließen lassen. Erst wenn die Stärke des Sturmes weiter wächst, kann auch der Wasserstand an der Küste noch mehr gehoben werden. Läßt der Wind nach, so sinkt auch der Wasserstand, dessen Überhöhung den statischen Gesetzen widerspricht, sehr rasch. Die deutschen Küsten der Nordsee und Ostsee sind in dieser Weise ganz besonders den Sturmfluten ausgesetzt, weil sie tief eingeschnittene Buchten bilden, deren Spitzen in Cuxhaven und in Travemünde liegen. Die Nordwestwinde vermögen in der Nordsee den Wasserstand bis zu etwa 3,5 m zu heben, und ebenso wirken starke und anhaltende Nordostwinde auf die Ostsee.[1]) Die Wirkung ist in beiden Fällen deshalb so groß, weil die beschränkten Breiten der Nordsee und der Ostsee tatsächlich nicht selten in ganzer Ausdehnung gleichgerichteten Stürmen ausgesetzt sind. In der großen Bucht des Atlantischen Ozeans, die von der Nordküste Spaniens und der Westküste Frankreichs begrenzt ist, tritt dieser Fall nicht ein. Daher sind dort die Hebungen des Wasserstandes, die der Wind hervorrufen kann, viel geringer, und sie treten gegenüber den meist recht starken Unterschieden zwischen der Hochwasserhöhe der Springflut und der tauben Flut derart zurück, daß der Begriff „Sturmflut“ an der französischen Küste nicht in der uns geläufigen Weise bekannt ist.

[1]) Vergl. die Mitteilungen des Herausgebers im Zentralbl. der Bauverw. 1894 und 1895.

In ganz entsprechender Weise vermögen Stürme, die, vom Lande herkommend, die Bucht treffen, den Wasserstand an der Küste unter den gewöhnlichen Stand zu erniedrigen.

An denjenigen Meeresküsten, die keinen Flutwechsel haben, veranlassen die durch den Wind hervorgerufenen Wasserstandsänderungen in den Buchten und Flußmündungen bald Einströmung, bald Ausströmung. Wenn ein ausgedehntes Wasserbecken mit dem Meere nur durch eine schmale Öffnung in Verbindung steht, sind diese Strömungen sehr bemerkenswert und wichtig, indem sie nicht bloß bei starken Stürmen, sondern auch unter gewöhnlichen Verhältnissen in Verbindung mit den fast ununterbrochen stattfindenden geringen Schwankungen des Wasserspiegels vorkommen und zur Erhaltung der Tiefe in der Öffnung in ähnlicher Weise beitragen als die Ebbe- und Flutströmungen. Solche Stellen sind deshalb zur Anlage von Häfen sehr geeignet. Aus dem Gebiete der Ostsee sind namentlich das Frische Haff und das Kurische Haff mit den Häfen Pillau und Memel zu nennen.

Der Wind bewirkt, wenn er lange in derselben Richtung weht, die Triftströmungen in den großen Weltmeeren und auch die vielfach vorkommenden, der vorherrschenden Windrichtung folgenden Küstenströmungen. Oft wirken dabei aber noch andere Ursachen mit, z. B. die Unterschiede der Wärme und des Salzgehaltes des Wassers.

Sehr bedeutend wirkt der Sturm auf die Flutwellen in den Mündungen der Ströme, die sich wie Elbe, Weser und Ems in tief eingeschnittene Meeresbuchten ergießen. Die Flutwelle wird bedeutend höher und dringt schneller und weiter stromaufwärts vor, auch der Flutstrom dauert länger, und der Ebbestrom kann sich nur wenig entwickeln, so daß das folgende Niedrigwasser häufig höher ist als das gewöhnliche Hochwasser. Der Abfluß des Oberwassers wird hierbei sehr behindert, die Sturmfluten sind daher für den oberen Teil des Flutgebietes am gefährlichsten, wenn sie mit hohem Oberwasser des Stromes zusammentreffen.

Die Meeresufer werden durch den Wellenschlag sehr stark angegriffen und werden fast überall, wo sie nicht künstlich geschützt sind, abgebrochen. Ablagerungen und Anwüchse kommen nur ausnahmsweise in geschützten Buchten vor und geben hier Anlaß zur Marschenbildung.

Steile Tonufer sind dem Abbruche am meisten ausgesetzt. Die abgebröckelten Teile stürzen in das Wasser, wo sie durch den Stoß der Wellen so fein zerteilt werden, daß die Teilchen über dem Boden schweben und durch den rücklaufenden Strom in große Tiefen fortgeführt werden, von wo sie nicht wieder an das Ufer zurückkehren. Fast das einzige Schutzmittel ist in diesem Falle,

auf Ablagerung von Sandmassen hinzuwirken und sonach ein Sandufer künstlich zu schaffen. Selbst herabgestürzte große Steine, die vorher in dem tonigen Boden eingebettet waren, gewähren keinen dauernden Schutz, indem sie nicht auf fester Unterlage ruhen. Der sie umgebende Boden wird losgelöst, sie versinken nach und nach bis tief unter die Bodenoberfläche, und über sie fort treffen die Wellen späterer Stürme ungeschwächt den neuen Fuß des Ufers. Der Abbruch dieser Ufer wird noch beschleunigt, wenn sie wasserführende Schichten enthalten. Die hervortretenden Quellen veranlassen Ablösungen und Abrutschungen des Bodens, und der Frost wirkt in gleicher Weise zerstörend.

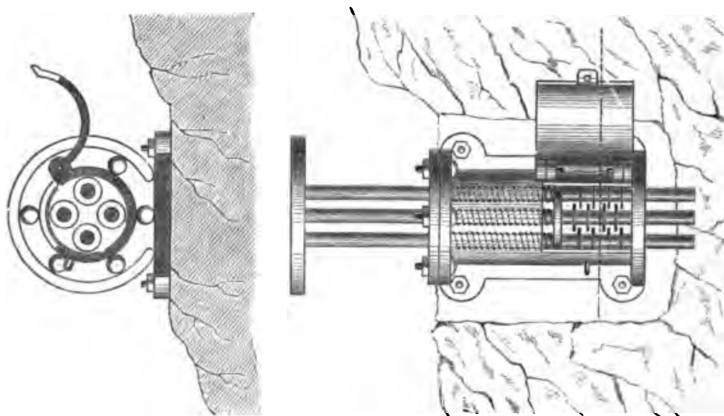
Da die tonigen Teilchen der abgebrochenen Bodenmassen von dem Wasser in größere Meerestiefen fortgeführt werden, bleiben nur die Sand- und Kiesteile am Ufer liegen; sie bilden fast überall den Strand, d. i. das niedrige Vorufer, welches bei hohem Wasserstande und starkem Seegange unter Wasser tritt oder doch von den auflaufenden Wellen überflutet wird. Bei dem Auflaufe der Wellen kommt die Oberfläche des Strandes in Bewegung; die Körnchen folgen der Richtung der Welle, werden emporgetrieben, und wenn das Wasser zurückläuft, reißt es sie wieder mit sich zurück. Bei diesem Hin- und Hergange verschieben sich die Körnchen gewöhnlich etwas seitwärts, weil die Wellen in der Regel schräg gegen das Ufer auflaufen und nach derselben Seite auch in schräger Richtung zurückfließen. So veranlaßt schon ein mäßiger Wellenschlag, der das Ufer nicht ganz senkrecht trifft, eine Strömung in der Richtung der Strandlinie und eine seitliche Verschiebung der Sand- und Kieskörnchen. Da bestimmte Windrichtungen vorherrschen und die Küstenströmungen diesen Richtungen folgen, bildet sich durch die seitliche Bewegung der Sand- und Kieskörner ein sehr gleichmäßiger Strand aus, und zwar vielfach auch an Küsten, die keine sandigen Ufer haben. Auch die Bildung der Nehrungen ist auf die erwähnten Ursachen zurückzuführen; sie entstehen an tiefer einspringenden Buchten des Meeres dadurch, daß der Strand nicht dem zurückspringenden Ufer folgt, sondern in der allgemeinen Küstenrichtung vorrückt. In den der Flut- und Ebbebewegung ausgesetzten Meeren kommen die Tideströmungen noch hinzu. Auch bei ihnen herrschen aber bestimmte Richtungen vor, so daß man die Wanderungen des Kieses oft auf weite Strecken verfolgen kann. An der französischen Küste des Ärmelmeeres herrscht nördlich von der Seine-Mündung für den am Ufer stehenden Beschauer die Küstenströmung von links nach rechts durchaus vor. Bei Dieppe liefern die in das hohe Kreideufer eingebetteten Feuersteinknollen einen sehr groben Kies. Bei Boulogne ist das Korn des

Kieses, der dieselbe Herkunft zeigt, wesentlich kleiner, weil alle Kiesel weit gewandert und stark abgeschliffen sind. Bei Calais ist dem Kies schon sehr viel Sand beigemischt, und nördlich von Dünkirchen findet man nur Sand.

In den Mündungen der Flüsse treten wesentlich dieselben Erscheinungen ein. Der Unterschied besteht nur darin, daß die in der Küstenrichtung vorrückenden Sandmassen durch die ausgehende Strömung des Flusses verdrängt werden. Um die Mündung tief zu erhalten, ist aber eine kräftige Strömung erforderlich. Daher sind die Mündungen der Tideströme, bei denen die Menge des während einer Tide ausfließenden Wassers durch das Flutwasser sehr verstärkt wird, im allgemeinen tiefer als die Mündungen der Ströme, die sich in tidelose Meere ergießen.

Der vor dem Strande vorbeitreibende Sand bleibt nicht immer ein Spiel der Wellen, denn sobald der bei einem Sturme an den

Abb. 79.

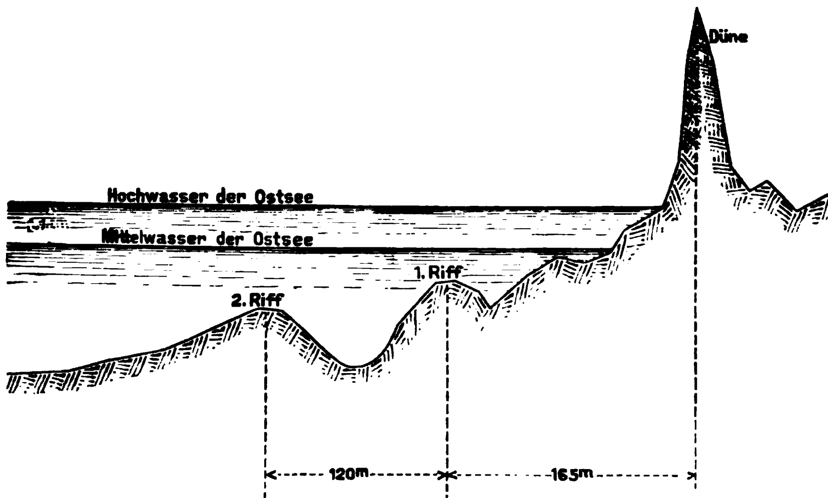


Strand geworfene Sand getrocknet ist, haften die Sandkörner nicht mehr aneinander und werden nun von den Seewinden landeinwärts getrieben. Selbst hohe und steile Ufer setzen diesem Sandfluge kein Hindernis entgegen, denn vor diesen Ufern entsteht bei starkem Seewinde ein aufwärts gerichteter Luftstrom, der den Sand mit sich fortreißt und auf das hohe Ufer führt, welches während eines Sturmes bisweilen in die wehende Sandmasse wie in einen Nebel dicht eingehüllt erscheint. Auf diese Weise entstehen die Dünen. Große Flächen werden oft in kurzer Zeit unter dem wehenden Sande begraben; deshalb ist die Festlegung der Sandmassen durch geregelten Dünenbau sehr wichtig. Der Strand behält ungeachtet

der Beweglichkeit seiner obersten Schicht gewöhnlich seine Gestalt, solange seine Neigung recht flach ist. An der Ostsee ist die Neigung des Strandes durchschnittlich etwa 1 : 20, an der Nordsee, namentlich aber am Atlantischen Ozean ist sie geringer, oft nur 1 : 100.

Der Wellenschlag bildet ferner Riffe vor dem Strande. Dies sind erhöhte Rücken, welche bei heftigem Sturm an denjenigen Stellen entstehen, wo die ankommenden Wellen mit den rücklaufenden oder mit dem verstärkten Rückstrom, den jede Welle veranlaßt, sich begegnen. Die Riffe bilden sich stets unter dem jedesmaligen Wasserspiegel, und zwar 2 bis 4 hintereinander. Nach dem Aufhören des Sturmes zeigt es sich aber oft, daß das erste Riff sich dem Strande stark genähert hat und sein oberer Teil trocken liegt; der Sand wird alsdann bei anhaltendem schwächeren Seewinde landwärts fortgeweht. Abb. 80 gibt einen

Abb. 80.



Durchschnitt durch den Ostseestrand in der Nähe der Lebamündung. Seewärts von der Düne sind 2 Riffe deutlich zu erkennen.

Zur Messung der Windgeschwindigkeit benutzt man ein dem Woltmanschen Flügel nachgebildetes Gerät oder ein solches, bei dem vier halbkugelförmige Schalen sich um eine lotrechte Achse drehen. Die Umdrehungen werden entweder auf ein Zählwerk übertragen, wo sie direkt abgelesen werden können, oder auf einem durch ein Uhrwerk gleichmäßig fortbewegten Papierstreifen angegeben. Gebräuchlich ist die Einteilung der Winde in 10 oder 12 Klassen

je nach der Stärke oder Geschwindigkeit, und zwar so, daß stets die stärksten Winde in die höchsten Klassen eingereiht werden. Die Geschwindigkeiten betragen

bei	lebhaftem	Winde	etwa	6 m in der Sekunde
„	starkem	„	„	10 „ „ „ „
„	stürmischem	„	„	14 „ „ „ „

Winde von mehr als 15 m Geschwindigkeit gelten als Stürme und Geschwindigkeiten über 25 kommen nur bei schweren Stürmen vor, sind also selten. Heftige Winde wirken niemals längere Zeit gleichmäßig, die Stärke des Windes wächst vielmehr in einzelnen Stößen von kürzerer Dauer zu großen Geschwindigkeiten an, und diese Böen werden durch Pausen voneinander getrennt, in denen der Wind zwar noch eine bedeutende, gegen den Höchstwert der Bö aber doch zurücktretende Geschwindigkeit besitzt. Die gewöhnlichen Geräte zur Messung der Windgeschwindigkeit geben nur den Mittelwert dieser Geschwindigkeit für eine gewisse Zeit, sei es eine Stunde oder eine Minute, an, nicht aber die in einzelnen Augenblicken erreichten höchsten Geschwindigkeiten. So zeigten die Windmesser der deutschen Seewarte in Hamburg während des sehr heftigen Sturmes am 12. Februar 1894 nur Geschwindigkeiten von 30 m/sek, während in den einzelnen Böen nach mancherlei in ihren Ergebnissen übereinstimmenden Schätzungen Geschwindigkeiten von reichlich 40 m geherrscht haben.

Der Winddruck ist mit etwa

$$P = 0{,}12 \cdot v^2 \text{ in } \frac{\text{kg}}{\text{qm}}.$$

einzuschätzen. Beobachtungen an großen und kleinen Scheiben, die beim Bau der Brücke über den Firth of Forth zur Messung des Winddrucks nebeneinander aufgestellt waren, haben aber ergeben, daß der auf die Flächeneinheit entfallende Druck bei der größeren Scheibe geringer war als bei der kleineren.

Für die Berechnung der Standfähigkeit von Bauwerken wird als größte Beanspruchung durch den Wind ein Druck von 250 kg/qm angenommen. Das würde nach der vorstehenden Formel einer Windgeschwindigkeit von ungefähr 45 m entsprechen.

Die Stoßkraft der Wellen wird bei den stärksten Stürmen im Atlantischen Ozean und in der Nordsee auf Grund von Versuchen auf 10 bis 30 $\frac{\text{t}}{\text{qm}}$ geschätzt. Bei den Versuchen wurde nach den Vorschlägen Th. Stevensons eine an Führungsstangen bewegliche und an vier starken Spiralfedern befestigte Scheibe (Abb. 79) benutzt. Die Verlängerung, welche die Spiralfedern

durch den von den Wellen auf die Scheibe ausgeübten Druck erfahren, wird gemessen und mit der Verlängerung verglichen, die diese Federn erfahren, wenn die Scheibe bei aufrechter Stellung des Gerätes durch Gewichte belastet wird. Hagen hat bereits darauf aufmerksam gemacht,[1]) daß die Angaben dieses Gerätes keine allgemeine Gültigkeit beanspruchen dürfen, weil sie auf dem Vergleich der Wirkungen eines Stoßes und eines ruhigen Druckes beruhen. Neuerdings ist auf dem Internationalen Schiffahrts-Kongreß in Mailand[2]) die Stoßkraft der Wellen sehr eingehend behandelt worden, und auch bei dieser Gelegenheit wurde davon abgeraten, den Angaben des Stevensonschen Wellendruckmessers großes Vertrauen zu schenken. Die Kraft der Wellen entziehe sich überhaupt jeder genauen Messung. Der ausführende Ingenieur könne für seine Entwürfe nur durch das aufmerksame Studium der Natur und durch die Prüfung bestehender Werke Anhaltspunkte gewinnen.

[1]) G. Hagen, Handbuch des Wasserbaues. III. Teil. 1. Band. S. 100. 2. Auflage.

[2]) X. Internationaler Schiffahrts-Kongreß, Mailand 1905. Berichte der 2. Abteilung zur 4. Frage und Generalbericht.

Neunter Abschnitt.

Die Wasserbenutzung.

65. Das Wasser als Triebkraft. Die Wassermühlen gehören zu den ältesten gewerblichen Anlagen, sie waren früher sehr wichtig, ja fast unentbehrlich und wurden in großer Zahl an fast allen Bächen und Flüssen angelegt. In neuen Ländern begünstigten die Ansiedler ihre Erbauung durch Gewährung von Vorrechten. Seit Erfindung der Dampfmaschinen haben sich aber die Verhältnisse sehr verändert; viele kleine Wassertriebwerke sind bereits eingegangen, andere werden von den Besitzern nur noch betrieben, um die ihnen verliehenen Wasserbenutzungsrechte aufrecht zu erhalten. Nichtsdestoweniger kommt den Wassertriebwerken auch gegenwärtig noch eine große Bedeutung zu, besonders an dem Mittellaufe der Bäche und Flüsse. Die Gebirgsbäche sind wegen der großen Veränderlichkeit ihrer Wassermenge und der starken Geschiebeführung weniger für Wassertriebwerke geeignet, und in den Ebenen sind die Stauanlagen häufig kostspielig, die Stauwirkungen nachteilig für die Vorflut und Bodenkultur.

Wo ein Wassertriebwerk angelegt werden soll, muß neben einer genügenden Wassermenge auch ein angemessenes Gefälle vorhanden sein. Um das nötige Gefälle zu gewinnen, muß das Wasser in der Regel angestaut werden, und im Flachlande ist das Gefälle des Triebwerkes gewöhnlich nicht größer als die Stauhöhe des Wehres. Wo der Wasserlauf ein starkes Gefälle hat, läßt sich auch ohne hohe Anstauung des Flusses ein ausreichendes Gefälle erzielen, wenn das Triebwerk stromabwärts vom Wehre angelegt, das Wasser durch einen Obergraben mit mäßigem Gefälle zugeführt und das verbrauchte Wasser in gleicher Weise in einem Untergraben abgeleitet und erst an einer tieferen Stelle in den Fluß zurückgeführt wird. Man wird hierdurch unabhängiger in der Wahl der Baustelle, als wenn das Werk unmittelbar am Flusse angelegt würde, und die oberhalb gelegenen Ländereien werden weniger durch Rückstau benachteiligt.

Der Obergraben erhält gewöhnlich bei seiner Abzweigung aus dem Flusse eine Einlaßschleuse, häufig ist auch ein Überlauf zur Entlastung bei Hochwasser vorhanden. Durch einen oberhalb des Triebwerks liegenden Sammel- oder Schwellteich wird die Möglichkeit gewährt, das in den Ruhepausen zufließende Wasser für die Nutzleistung anzusammeln. Neben dem Arbeits- oder Triebwerksgerinne muß stets ein Freigerinne oder Leerlauf vorhanden sein. Der Einlauf der Arbeitsgerinne ist mit einem Schutzgitter zu versehen, um das Triebwerk vor Beschädigungen durch vom Wasser mitgeführte Fremdkörper zu schützen. In vielen Staaten sind im Interesse der Fischerei Vorschriften über die Anbringung und Einrichtung dieser Gitter erlassen, auch müssen bei den Stauwerken Fischpässe angelegt werden.

Die vom Wasser mitgeführten Sinkstoffe lagern sich in den schwächer durchströmten Werkkanälen ab und verursachen Störungen in der Wasserführung; sie müssen deshalb ungeachtet der dadurch erwachsenden Kosten rechtzeitig beseitigt werden. Die Werkkanäle müssen in ihrer Abzweigung und Einmündung, ihrem Querschnitt und Längengefälle sorgfältig und auch unter Berücksichtigung der Hochwasserverhältnisse des Flußtales angelegt werden. Der Obergraben erhält gewöhnlich ein schwächeres Gefälle als der Untergraben; diesem gibt man ein Gefälle von mindestens 1 : 2000, um die Nachteile zu mildern, die dem Triebwerke bei steigendem Unterwasser aus Versandungen und Rückstau erwachsen.

Bei großem Gefälle ist es zweckmäßig, eine Turbine anzuwenden, der das Wasser durch eine eiserne Rohrleitung zugeführt wird. Kleine Leitungen bestehen aus Gußeisen, größere werden zweckmäßiger aus Kesselblechen zusammengenietet und auf gemauerte Pfeiler gelagert. Der Durchmesser ist so zu wählen, daß die Geschwindigkeit des Wassers unter 1,5 m bleibt; nur ausnahmsweise werden Geschwindigkeiten zwischen 2,0 und 2,5 m zweckmäßig sein. Am unteren Ende ist zur Sicherung gegen Wasserstöße ein Windkessel von ausreichender Größe, am oberen Ende ein Schutzgitter anzubringen.

Man unterscheidet bei den Wassermotoren Turbinen und Wasserräder. In die Turbinen tritt das Wasser möglichst ohne Stoß ein und bewegt sich längs der gekrümmten Schaufeln derartig, daß es trotz schneller Umdrehung des Rades mit einer kleinen Geschwindigkeit austritt. Turbinen und Wasserräder sind bei zweckmäßiger Anordnung für Gefälle bis zu 8 m ziemlich gleichwertig, für größeres Gefälle sind die Turbinen stets vorzuziehen. Jeder Motor muß je nach Wassermenge und Gefälle

sachgemäß entworfen werden, unter abweichenden Betriebsbedingungen wird sein Wirkungsgrad erheblich beeinträchtigt. Gute Turbinen und Wasserräder geben einen Wirkungsgrad von 70 bis 80 vH.

Die Leistung des Triebwerks ist in Pferdekräften

$$N = \frac{\eta \cdot Qh}{75} 1000,$$

wo η den Wirkungsgrad, Q die sekundliche Wassermenge in cbm und h das Gefälle in m bedeutet. Für $\eta = 0{,}75$ ist daher

$$N = 10 \cdot Qh,$$

oder eine Wassermenge von 1 hl in der Sekunde = 100 sl liefert so viel Pferdestärken, als das Gefälle h in m beträgt.

Der stündliche Wasserverbrauch für eine Pferdekraft ist alsdann

$$\frac{0{,}10 \cdot 60 \cdot 60}{h} = \frac{360}{h} \text{ cbm.}$$

Der Wirkungsgrad von 75 vH. ist indessen für gewöhnliche Anlagen etwas hoch, wenn man auch die Wasserverluste in dem Gerinne und dem Zuflußkanal berücksichtigt. Es empfiehlt sich deshalb, die Wassermenge etwa um $^1/_{10}$ größer anzunehmen.

Sehr wichtig für die gewerbliche Verwertung des Wassers ist es nun, ob dieses dauernd in gleichmäßiger Weise oder nur mit mehr oder weniger unregelmäßigen Unterbrechungen zufließt. Ein großer Teich, der ungenügenden Zufluß hat, wird bald entleert, denn ein Triebwerk von 10 Pferden verbraucht beispielsweise bei 2,5 m Gefälle in der Sekunde etwa 0,44 cbm und täglich etwa 38 000 cbm, was bei 100 ha Oberfläche des Teiches einer Wasserschicht von 0,038 m Höhe entspricht. Selbstverständlich ist ein Wasservorrat, aus welchem die bei Trockenheit schwächer werdenden Zuflüsse verstärkt werden können, für die Nutzbarmachung der Wassertriebkräfte sehr vorteilhaft.

Den besten Anhalt für die Beurteilung der Wassermengen geben Wasserstandsbeobachtungen und Wassermengenmessungen, wo solche vorhanden sind. Fehlen sie, so läßt sich die jederzeit verfügbare Wassermenge nach der Regenhöhe und der Größe und Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes einschätzen (vergl. Art. 20).

Beispiel. Das Niederschlagsgebiet sei ein 120 qkm großes, wenig durchlässiges Ackerland mit mäßigen Niederschlägen, so kann die Niedrigwassermenge mit Rücksicht auf die geringe Ausdehnung des Gebietes nur auf erheblich weniger als 1 sl für 1 qkm geschätzt werden. Sie beträgt also nur etwa 70 bis 90 sl und würde bei 4 m Gefälle nur für ein Triebwerk von $2^1/_2$ bis 3 Pferden ausreichen, während die gewöhnliche Sommerwassermenge bei $3 \frac{\text{sl}}{\text{qkm}}$ für $\frac{3 \cdot 120 \cdot 4{,}0}{110} = 13$ Pferde genügt.

Die Nutzbarmachung der Wassertriebkräfte ist am vorteilhaftesten an solchen Stellen, wo bei großem Wasservorrat das Gefälle durch einen kurzen Werkkanal gewonnen werden kann, wie beispielsweise am Niagarafall und bei vielen Wasserfällen der skandinavischen Halbinsel und der Alpen. In anderen Fällen können die Wassertriebkräfte nur durch umfangreiche Stauanlagen und lange, oft in der Form von Tunneln herzustellende Zuführungskanäle gewonnen werden.

In den Bächen und Flüssen läßt sich im allgemeinen nur die beständig, also auch zur Niedrigwasserzeit vorhandene Abflußmenge mit Nutzen verwerten und auch diese nur so weit, als keine anderweitigen Interessen entgegenstehen und der Wasserlauf ein auskömmliches Gefälle hat. Dabei stehen sich nicht selten und namentlich dann, wenn oberhalb einzelner Werke keine Sammelteiche vorhanden sind, die Interessen der am Wasserlauf aufeinanderfolgenden Triebwerksbesitzer entgegen. Wenn beispielsweise auf ein Triebwerk, das ein größeres Sammelbecken besitzt und dessen Kraftbedarf auf bestimmte Tagesstunden beschränkt ist, ein anderes Triebwerk folgt, das durch die örtlichen Verhältnisse darauf angewiesen ist, das herankommende Wasser in kurzer Zeit zu verbrauchen, so kann das stromabwärts liegende Triebwerk den Wasservorrat nicht in einer Weise benutzen, die einem gleichmäßig über alle Tagesstunden verteilten Betriebe entspricht. Bei ihm werden vielmehr Zeiten des Wassermangels mit Zeiten des Wasserüberflusses abwechseln, und das im Übermaß eintreffende Wasser muß durch den Leerlauf ungenutzt abgelassen werden, damit die Merkpfahlhöhe (vergl. Art. 48) nicht überschritten wird.

Durch gesetzliche oder genossenschaftliche Regelung kann ein Teil der Gegensätze ausgeglichen werden. Auf demselben Wege kann auch die zur Verfügung stehende Niedrigwassermenge vermehrt werden, indem im oberen Flußgebiet Staubecken geschaffen werden, die es ermöglichen, in wasserreichen Zeiten den Abfluß einzuschränken und den gewonnenen Vorrat dann in wasserarmen Zeiten wieder herzugeben. Dieser Weg ist neuerdings vielfach eingeschlagen worden, in Deutschland namentlich in den Vogesen, im Wupper- und im Ruhrgebiet.[1]) Kleine Wasserkräfte von 1 bis $^1/_{200}$ Pferdestärke sind bisweilen zur Wasserhebung sehr vorteilhaft nutzbar zu machen (vergl. Art. 70).

---

[1]) Nähere Mitteilungen hierüber finden sich in den vielfachen Veröffentlichungen des Schöpfers der Talsperrenanlagen im Wupper- und Ruhrgebiet, O. Intze u. a. in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1899, S. 2, ferner in Ziegler, Der Talsperrenbau, Berlin 1900 und in Mattern, Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft, Berlin 1902.

Die Vorstellungen von der Größe der Wasserkräfte, welche bei dem Abfluß des Wassers auf der Erdoberfläche vom Fels zum Meer ungenutzt verloren gehen und durch zweckmäßige Wasserwirtschaft nutzbar gemacht werden könnten, sind häufig übertrieben. Es ist unstatthaft, die ganzen Abflußmengen der Wasserläufe und ihr ganzes Gefälle bei der Einschätzung der Verwertungsmöglichkeit in Rechnung zu stellen. Man darf nur einen Teil der Wassermenge anrechnen und muß für den zurückzulegenden Weg ein gewisses Mindestgefälle in Abzug bringen. Nehmen wir nun, um ein Beispiel zu geben, dieses Mindestgefälle nur gleich 1 : 2000 an, oder = 0,5 m auf 1 km Länge des Wasserlaufes, ferner die Niedrigwassermenge gleich 1 sl für 1 qkm und den für die Wassertriebkräfte verwendbaren Teil = $^1/_2$, so ergibt sich für eine Fläche von 1000 qkm eine nutzbare Wassermenge von 500 sl oder 0,5 cbm in der Sekunde. Der Sammelpunkt dieses Gebietes sei l km von der Einmündung in einen größeren Fluß, dessen Anstauung wegen geringen Gefälles und anderer Rücksichten nicht mehr zulässig ist, entfernt, und das Gesamtgefälle jener l km langen Strecke sei gleich H m, so ist das nutzbare Gefälle

$$h = H - \frac{l \cdot 1000}{2000} = H - \frac{l}{2}$$

und die Größe der nutzbar zu machenden Wasserkraft in Pferdestärken für je 1000 qkm

$$N = 10\,Q\,h \text{ oder}$$

$$N = 5\left(H - \frac{l}{2}\right) \quad (H \text{ in m und } l \text{ in km})$$

und allgemein für F qkm Niederschlagsgebiet, wenn die nutzbare Niedrigwassermenge q sl für 1 qkm beträgt,

$$N = \frac{F \cdot q}{1000}\,(10\,H - 5\,l).$$

In dieser Weise kann man die einzelnen Flußstrecken einschätzen, und man gelangt dabei zu wesentlich geringeren Zahlen als bei der Schätzung nach Regenmengen und Meereshöhen. Gebirgsflüsse haben häufig ein Gefälle von 1 : 200 und darüber und verhältnismäßig große Niedrigwassermengen. Für $l = 60$ km, $H = 200$ m, $q = 1{,}5\,\frac{\text{sl}}{\text{qkm}}$ und $F = 1000$ qkm erhält man beispielsweise

$$N = 1{,}5\,(2000 - 300) = 2550.$$

Wendet man diese Annahmen hinsichtlich der Niedrigwassermengen und der Oberflächenabdachung für das ganze Deutsche Reich an, so erhält man nur

$$N = \frac{2550}{1000} \cdot 540\,000 = \text{rd. } 1{,}4 \text{ Millionen}$$

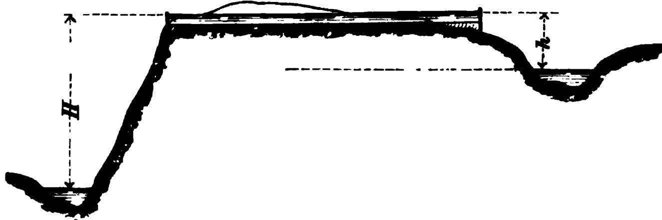
Pferdekräfte. Die Annahmen für die Niedrigwassermengen und für die Abdachung sind offenbar zu günstig, anderseits kann die Nutzwassermenge durch Stauanlagen in gewissen Grenzen über die Niedrigwassermenge hinaus gesteigert werden.

65a. Ausnutzung unzugänglicher Wasserkräfte. Die baulichen Anlagen und Einrichtungen, welche an den Wasserläufen vorzunehmen sind, um fließendes Wasser als Triebkraft zu benutzen, richten sich nach den jedesmaligen örtlichen Verhältnissen. Wo das Triebgefälle nicht von der Natur vorhanden ist, muß es entweder durch Anstauung oder durch Zu- und Ableitung gewonnen werden, indem das Wasser durch einen Werkkanal mit mäßigem

Gefälle nach dem Triebwerk und von dort durch den Untergraben nach einer tiefer gelegenen Stelle des Wasserlaufs geleitet wird. In der Regel läßt sich auf solche Weise aber nur ein mäßiges Triebgefälle erzielen. Die örtlichen Verhältnisse liegen aber bisweilen so, daß der Wasserlauf eines benachbarten Tales viel tiefer liegt und daß die Nutzbarmachung der verhältnismäßig bedeutenden Wasserkraft die Herstellung eines tiefen Einschnittes oder eines Tunnels erfordern würde. Sind die Arbeiten zur Durchschneidung der beide Täler trennenden Bodenerhebung zu kostspielig, so kann man gewissermaßen von unzugänglichen Wasserkräften reden. Solche Wasserkräfte sind vielfach vorhanden, sogar in ebenen Gegenden. Beispielsweise liegt die Spree an der Abzweigungsstelle des zur Oder führenden Friedrich-Wilhelm-Kanals 18 m höher als die Oder, und in 10 km Entfernung von der großen masurischen Seenkette fließen Bäche, welche etwa 60 m tiefer liegen. Trotzdem in beiden Fällen die trennende Wasserscheide sich nur wenige Meter über den oberen Wasserspiegel erhebt, würde doch die Zuleitung des Wassers mit natürlichem Gefälle, sei es durch einen tiefeingeschnittenen offenen Graben, sei es durch eine heberartige, eiserne Rohrleitung, zu kostspielig sein.

Tolkmitt hat nun in der Anwendung hochgespannter elektrischer Ströme ein Hilfsmittel zur Ausnutzung derartiger unzugänglicher Wasserkräfte vorgeschlagen. Die Einrichtung würde darin

Abb. 81.



bestehen, daß das Triebwasser aus dem Oberwasser in einen beliebig höher gelegenen, dem Gelände angepaßten und darum billigen Werkkanal gepumpt und in diesem dem Unterwasser mit natürlichem Gefälle zugeleitet, die Pumpe aber von der am Unterwasser aufgestellten Wasserkraftmaschine durch eine Kraftübertragung im Gange erhalten wird. Die Kraftübertragung wird der Entfernung halber im allgemeinen unter Anwendung der mit geringem Kraftverlust arbeitenden hochgespannten elektrischen Ströme bestehen. Das verbundene Wasser-Trieb- und Hebewerk arbeitet unter Ausnutzung des Höhenunterschiedes zwischen der Entnahme- und der

Abgabestelle des Wassers, ohne eines fremden Kraftantriebes zu bedürfen, denn wenn der Werkkanal einmal mit Wasser gefüllt ist, wird das Triebwasser der Kraftmaschine stetig ergänzt durch das von der Pumpe geförderte Wasser.

Die Kraftleistung des Triebwerks entspricht dem Betriebsgefälle H und der Betriebswassermenge Q, also dem Produkt QH, und zur Förderung der Wassermenge Q auf die Hubhöhe h ist eine dem Produkt Qh entsprechende Arbeit auf die Pumpe zu übertragen. Je nach dem Wirkungsgrad der Maschinen und dem Verhältnis zwischen Betriebsgefälle H und Förderhöhe h ergibt sich ein bestimmter Überschuß an Kraft über die zur Speisung des Triebwerks, d. i. zum Ersatz des verbrauchten Triebwassers erforderliche Arbeit, und dieser Überschuß kann wirtschaftlich verwendet werden. Man kann den Überschuß beispielsweise ebenfalls auf die Pumpe übertragen und dadurch den hochliegenden Werkkanal, welcher ein Schiffahrts- oder Bewässerungskanal sein kann, mit beliebig verwendbarem Wasser versorgen. In gleicher Weise lassen sich Seen und Sümpfe über eine die natürliche Vorflut versperrende Bodenwelle hinweg ohne fremden Kraftantrieb entwässern. Im allgemeinen besteht nur die Bedingung, daß die Hubhöhe h des Wassers nicht größer als ungefähr $1/3$ des Triebgefälles ist, also

$$H \geqq 3\,h.$$

Es ergibt sich dies aus der folgenden Schätzung:

a) Kraftleistung der Turbine (Wirkungsgrad $\eta = 3/4$)

$$N = \frac{QH \cdot 1000}{75} \cdot 3/4 = 10\,QH \text{ in Pferden,}$$

b) Kraftbedarf der Pumpe an ihrem Antrieb bezw. Vorgelege wirkend ($\eta = 2/3$)

$$\frac{M \cdot h \cdot 1000}{75} \cdot 3/2 = 20\,Mh.$$

Hierin bedeutet M die sekundliche Fördermenge der Pumpe in cbm.

c) Wirkungsgrad der Kraftübertragung von der Turbine nach der Pumpe durchschnittlich $= 2/3$.

Hieraus erhält man die zum Betrieb der Pumpe erforderliche Kraftabgabe der Turbine

$$20 \cdot M \cdot h \cdot 3/2 = 30\,Mh$$

und den verbleibenden Kraftüberschuß der Turbine in Pferden

$$K = 10\,QH - 30\,Mh.$$

Wenn $M = Q$ ist, also nur so viel Wasser gehoben wird, als das Triebwerk verbraucht, so erhält man

$$K = 10\,Q\,(H - 3\,h)$$

entsprechend der vorher angegebenen Bedingung $H \geqq 3\,h$.

Soll dagegen die ganze Kraft zur Wasserhebung verwendet werden, so ist $K = 0$ zu setzen, und man erhält

$$M = Q \cdot \frac{H}{3\,h}.$$

Beispiel 1. Aus einem Flusse soll die Wassermenge $Q = 2$ cbm in der Sekunde entnommen und 2,5 m hoch in einen 5 km langen Graben gehoben werden, an dessen unterem Ende eine 35 m tiefer als der Fluß liegende Abflußstelle vorhanden ist. Das Gefälle des Grabens beträgt 1 : 10 000. Wie groß ist die nutzbare Wasserkraft?

Lösung. Es ist die Hubhöhe h der Pumpe = 2,5 m, das Gefälle des Grabens $= \frac{5000}{10\,000} = 0{,}50$ m und das Triebgefälle

$$H = 35 + 2{,}5 - 0{,}5 = 37{,}0 \text{ m}.$$

Daher die Nutzleistung in Pferden

$$K = 10 \cdot 2{,}0\,(37{,}0 - 3 \cdot 2{,}5) = 590.$$

Würde der Graben 2,5 m tiefer gelegt und das Wasser ohne künstliche Hebung nach dem Triebwerk geleitet, so würde die zu erzielende Nutzleistung

$$10 \cdot 2{,}0\,(35 - 0{,}50) = 690$$

Pferde betragen.

Beispiel 2. Ein Schiffahrtskanal liegt 1,20 m über dem Wasserspiegel eines zu seiner Speisung zu benutzenden Flusses, das Gefälle der Schleusentreppe beträgt 17 m, zur Speisung sind 3 cbm in der Sekunde erforderlich. Wie groß ist die erforderliche Triebwassermenge Q der Turbinen?

Lösung. Obschon das Gefälle von 17 m sich auf mehrere Haltungen verteilt und bei jeder Schleuse eine Turbine mit elektrischer Kraftübertragung einzurichten ist, stellt sich die Berechnung ebenso, als wäre nur ein Triebwerk mit $H = 17$ m vorhanden.

Da die ganze Arbeit auf die Pumpe übertragen werden soll, so ist $K = 0$ und die zu hebende Wassermenge

$$M = Q\,\frac{17}{3 \cdot 1{,}2} = 4{,}72\,Q.$$

Der Bedingung gemäß soll der Kanal sekundlich 3 cbm Wasser zur Speisung erhalten, d. h. es muß sein

$$M - Q = 3{,}0.$$

Dies in die vorige Formel eingesetzt, gibt

$$Q = \frac{3{,}0}{4{,}72 - 1} = 0{,}81 \text{ cbm}$$

als Triebwasser der Turbine, während durch die Pumpe $3{,}0 + Q = 3{,}81$ cbm sekundlich in den Kanal gehoben werden.

Wenn keine Speisung stattfindet, so liefert die Turbine einen Kraftüberschuß von

$$K = 10\,Q\,(17 - 3 \cdot 1{,}2) = 134\,Q,$$

also ist beispielsweise

$$K = 108 \text{ für } Q = 0{,}81 \text{ cbm}.$$

66. Wasserkraft und Dampfkraft. Das Wasser hat als Triebkraft eine große Wichtigkeit, es wird jedoch der Wert der Wassertriebkräfte manchmal überschätzt. Allerdings ist eine Wasserkraftmaschine durchschnittlich billiger herzustellen als eine Dampfmaschine mit Dampfkessel und Zubehör; sie ist auch dauerhafter

als die Dampfmaschine und erfordert weniger Bedienung. Es ist indessen zu berücksichtigen, daß die Nutzbarmachung der Wasserkraft in der Regel die Erbauung und Unterhaltung kostspieliger Wehre, Freiarchen, Vorflutanlagen und Werkkanäle bedingt und daß die Veränderlichkeit der Wassermenge sowie die Entlegenheit der Örtlichkeit häufig die Ausnutzung der Wasserkraft sehr behindern. Wasserkräfte und Dampfkräfte lassen sich nicht allgemein vergleichen, es ist aber darauf hinzuweisen, daß die Wasserkraft, obwohl sie keine Kohlen verbraucht, doch keineswegs umsonst zu haben ist. Wenn allerdings die Kosten der Anlage und Unterhaltung sich für beide Fälle gleich hoch stellen, so kommen für die Beurteilung des Wertes der Wasserkraft lediglich die Betriebskosten in Betracht, die eine gleichwertige Dampfkraft erfordern würde.

Diese Kosten für Brennmaterial und für Wartung der Dampfmaschine betragen für eine gebremste Pferdekraftstunde im Großbetrieb (über 100 Pferdekraft) 3 bis 4 Pf., im mittleren Betriebe 5 bis 8 und im Kleinbetriebe von 2 bis 6 Pferden 10 bis 20 Pf. Ihnen steht ein Kraftwasserverbrauch von etwa $\frac{400}{h}$ cbm gegenüber, wenn die Wasserkraft ein Gefälle von h m hat (vergl. Art. 65). Eine Wasserkraft von 10 Pferden Nutzleistung verbraucht bei 2,5 m Gefälle stündlich etwa $\frac{400}{2{,}5}\ 10 = 1600$ cbm Wasser oder in der Sekunde 0,44 cbm. Eine gleichwertige Dampfmaschine, die täglich 15 Stunden arbeitet, muß $\frac{24}{15}\ 10 = 16$ Pferde haben und kostet täglich $15 \times 0{,}06 \times 16 = 14{,}40$ *M*. Diese Betriebskosten werden durch die Benutzung der Wasserkraft erspart. Das gibt im Jahre eine Ersparnis von etwa 4500 *M* oder für 1 Pferdekraft unter Voraussetzung eines ununterbrochenen vollen Betriebes jährlich 450 *M*. Wenn jedoch wegen zeitweiligen Wassermangels die Dampfkraft noch neben der Wasserkraft eingerichtet werden muß, so erspart die 10pferdige Wasserkraft nur für jede 24 Stunden ihrer wirklichen Benutzung den Wert von 14,40 *M*, wobei von den Einrichtungs- und Unterhaltungskosten noch ganz abgesehen ist. Tatsächlich werden für das an Fabriken gelieferte Kraftwasser durchschnittlich nur Pachtsummen von 60 bis 80 *M* jährlich für eine Nutzpferdekraft erzielt, wobei die Fabriken die Werkkanäle und Turbinen selbst anzulegen haben. Einige Gesellschaften, welche in Südfrankreich Bewässerungskanäle angelegt und ihre Einrichtungen so getroffen hatten, daß sie große Wasserkräfte für Triebwerke abgeben konnten, haben die erwarteten Abnehmer nicht

gefunden, trotzdem zahlreiche Fabriken vorhanden waren. Die jährliche Gebühr für jede Wassermenge von $\frac{100}{h}$ sl, welche bei 75 vH. Wirkungsgrad der Wasserkraftmaschine eine Pferdekraft-Nutzleistung liefern würde, sollte 160 bis 220 ℳ betragen, und ein Entschädigungsanspruch bei etwaigen Störungen in der Wasserlieferung sollte ausgeschlossen sein.

Die Frage, ob eine Wasserkraft oder eine Dampfkraft vorteilhafter sei, läßt sich nicht allgemein beantworten, indem die wirklichen Kosten nicht bloß von dem Verbrauch an Brennmaterial und den Herstellungs- und den Unterhaltungskosten der Anlage, sondern auch von der Art der Bedienung und Wartung der Kraftmaschinen abhängen. In dieser Hinsicht sind Dampfmaschinen im Nachteil, da sie einer ununterbrochenen Wartung bedürfen. Auch die Aufstellung der Dampfkessel verursacht mancherlei Schwierigkeiten. Bei den Wasserkraftmaschinen ist zwar die Wartung an und für sich viel leichter, dagegen müssen Vorkehrungen getroffen werden gegen plötzliche Überschwemmungen und gegen Störungen, die der oft sehr schnell und unerwartet eintretende Wechsel der Wassermenge mit sich bringt; dadurch werden die Anlagekosten bisweilen sehr verteuert. Kleine Wasserkräfte sind aus diesem Grunde weder bequem zu handhaben, noch billig. Einige Anwendungsarten sind allerdings vorteilhaft, insbesondere die Benutzung des hydraulischen Widders (vergl. Art. 70). Kleine Wasserkräfte haben heute umsoweniger Bedeutung, als Gaskraftmaschinen und Petroleummotoren die einzelnen Betriebe bequemer und billiger als früher versorgen.

Ganz anders liegt die Sache, wenn die Arbeitsleistung großer Wassertriebwerke durch elektrische Kraftübertragung verteilt wird und so an die Stelle der teuer arbeitenden und nicht immer vollständig auszunutzenden kleinen Krafterzeugungsanlagen tritt.

Auf diesem Gebiete ist bereits in den letzten Jahren viel geleistet worden, und hier liegt auch die Zukunft der Ausnutzung von Wasserkräften. Bei der Beurteilung derartiger Fälle handelt es sich immer um Wasserkräfte, die entweder wegen der zur Verfügung stehenden Wassermenge, oder wegen des ausnutzbaren Gefälles Bedeutung haben. Sie sind wirtschaftlich mit großen Dampfbetrieben zu vergleichen.

Die maschinellen Einrichtungskosten der Wassertriebwerke (Turbinen, Wasserräder, Wassersäulenmaschinen usw.) können unter gewöhnlichen Verhältnissen durchschnittlich auf 250 ℳ für 1 Pferdekraft geschätzt werden und ermäßigen sich bei hohem Gefälle bis auf etwa 60 ℳ. Liegen nun die Umstände so günstig, daß alle

sonstigen Kosten für die Nutzbarmachung der Wasserkraft nicht mehr als 500 ℳ für die Pferdekraft betragen, daß das erforderliche Betriebswasser stets vorhanden ist und die Zuleitung keine besondere Bedienung erfordert, so beschränken sich allerdings die Kosten der Wasserkraft auf die jährliche Ausgabe von etwa 40 ℳ für Verzinsung und Tilgung und etwa 40 bis 60 ℳ für Unterhaltung, mithin für die Pferdekraftstunde auf nur etwa $1^1/_4$ Pf. Dafür ist eine Dampfkraft nirgends zu haben.

67. Bewässerung. Die Benutzung des Wassers zur Bewässerung von Ländereien ist in den warmen Ländern außerordentlich vorteilhaft für die Bodenkultur und von der größten Bedeutung für die gesamte Volkswohlfahrt.[1] Auch in Mitteleuropa ist sie gegenwärtig mindestens ebenso wichtig als die Nutzbarmachung zur Kraftgewinnung.

Der Zweck der Bewässerung ist gewöhnlich die Anfeuchtung des Bodens oder die Zuführung von Nährstoffen, bisweilen auch die Auslaugung von schädlichen, in dem Boden vorhandenen Stoffen, z. B. Seesalz.

Die anfeuchtende Bewässerung findet in der Zeit des Pflanzenwuchses die düngende vornehmlich außerhalb dieser Zeit statt. Zu der ersten Art ist weniger Wasser erforderlich als zu der zweiten und jedes Wasser ist geeignet, welches hinreichend warm ist und keine schädlichen Stoffe enthält. Der Wärmegrad des Wassers soll womöglich höher als der des Bodens sein, weshalb kaltes Grundwasser vor seiner Verwendung in flachen Teichen zum Zwecke der Erwärmung angesammelt werden muß. Das Wasser in den Flüssen des Flach- und Hügellandes ist in der Regel wärmer als der Boden. Ungeeignet zur Bewässerung sind das Wasser der Moore, viele Fabrikabwässer und die beim Bergbau geförderten Wassermassen, sofern sie mehr als 0,5 g Kochsalz in 1 l enthalten.

Der Wasserbedarf für die anfeuchtende Bewässerung kann durchschnittlich gleich dem beständigen Zuflusse von 1 sl für 1 ha angenommen werden; das gibt monatlich 2600 cbm oder eine Wasserschicht von 260 mm Höhe. Das Wasser wird aber der zu bewässernden Fläche nicht gleichmäßig zugeführt, sondern derartig, daß alle 6 bis 8 Tage eine Bewässerung mit der auf diese Zeit entfallenden Wassermasse von etwa 500 bis 700 cbm für 1 ha gegeben wird. Bisweilen begnügt man sich aber mit einer 2- bis 3maligen Bewässerung mit je 1200 bis 1500 cbm. Für die Be-

[1] Vergl. Th. Rehbock, Deutsch-Südwest-Afrika, seine wirtschaftliche Erschließung unter besonderer Berücksichtigung der Nutzbarmachung des Wassers. Berlin 1898.

wässerung von Gemüsegärten werden in Südeuropa 2 bis 2,5 sl für erforderlich gehalten, Reisfelder, Orangen- und Apfelsinenpflanzungen erfordern ebenfalls etwa 2 sl, und für die Weinberge wendet man im südlichen Frankreich neuerdings zur Vertilgung der Reblaus eine Überstauung an, wozu 30 bis 60 Tage lang durchschnittlich 3 sl für 1 ha oder im ganzen etwa $^1/_4$ bis $^1/_2$ Million cbm gebraucht werden. Diese Überstauung, bei welcher das Wasser 20 bis 30 cm hoch den Boden bedeckt, findet nur im Winter statt. Für die düngende Bewässerung ist bedeutend mehr Wasser erforderlich, und zwar rechnet man bei der Berieselung wenigstens 5 bis 8 sl für 1 ha der Gesamtfläche, wobei jedesmal der vierte oder fünfte Teil der Fläche mit der entsprechend größeren Wassermenge (20 bis 40 sl) bewässert wird. Wo es nicht an Wasser fehlt, werden aber bis 20 sl Rieselwasser verbraucht und bei der düngenden Winterbewässerung sogar bis 70 $\frac{\text{sl}}{\text{ha}}$.

Eine zweckmäßige Art der Bewässerung ist die Einstauung oder Furchenbewässerung, wobei die einzelnen Felder nahezu wagerecht liegen müssen. Sie ist in südlichen Ländern sehr verbreitet.

Die Überstauung ist einfacher und wenig kostspielig; sie gewährt den Pflanzen einen Schutz gegen Nachtfröste und dient zur Vertilgung der Mäuse und anderer schädlichen Tiere, bewirkt auch eine vollständige Ablagerung der im Wasser enthaltenen Sinkstoffe, während sie anderseits durch Hemmung des Luftzutritts einen ungünstigen Einfluß auf die besseren Gräser zu haben scheint. Dieser Nachteil wird bei Anwendung der Stauberieselung vermieden. Hierbei wird den einzelnen mit Dämmen umgrenzten Abteilungen das Wasser an den höchsten Stellen des Geländes durch Überfälle, die 4 bis 6 cm hoch überfließen, zugeführt, es fließt dann langsam, zugleich in den Boden eindringend, nach unten und wird nach einigen Tagen durch die Schleusen in den unteren Dämmen abgelassen.

Bei der wilden Berieselung wird das Wasser nach den höchsten Stellen des Gebietes geleitet und fließt von hier nach unten ab. Zur Leitung und Verteilung des Wassers sind eiserne Röhren vorteilhaft anwendbar, eine besondere Einebnung des Bodens findet nicht statt. Bei dem Kunstwiesenbau kommt dagegen eine Berieselung in Verbindung mit einer vollständigen Umformung der Bodenoberfläche zur Anwendung. Die Rieselrinnen werden mit geringem Gefälle, möglichst den Schichtenlinien des Geländes folgend, mit wagerechter Überschlagkante angelegt. Beim Hangbau schlägt das Wasser nur nach der Talseite über; es wird in

den im unteren Teil des Feldes angelegten Fanggräben aufgesammelt und entweder zur Berieselung des folgenden Feldes von neuem benutzt oder in den Entwässerungsgraben abgeleitet.

Der Rückenbau ist noch künstlicher, indem die Flächen auf beiden Seiten der Rieselrinnen abwärts geneigt angelegt werden, so daß das Wasser nach beiden Seiten überschlägt. Wo die Abdachung des Geländes 1 : 50 oder mehr beträgt, sollte der Hangbau stets bevorzugt werden; er ist aber auch in schwächer geneigtem Gelände noch anwendbar, obwohl alsdann kein eigentliches Überrieseln, sondern nur noch eine Durchtränkung des Bodens stattfinden kann.

Mit der Berieselung ist stets eine gute Entwässerung zu verbinden, und die Anlagen bedürfen einer sehr sorgfältigen Pflege. Die Kosten betragen bei dem natürlichen Hangbau 100 bis 200 ℳ für 1 ha ohne die Kosten der Hauptzuleitung, beim Rückenbau bisweilen 600 ℳ und darüber. Die Beschaffung des erforderlichen Wassers ist stets der schwierigste Teil der Bewässerungen. Am weitesten verbreitet ist die Verwendung des Wassers aus Bächen und Flüssen, welches sich wegen seiner Beschaffenheit und Wärme am besten zur Bewässerung eignet. Die freie Ableitung aus dem Flußbett ist indessen nur selten ausführbar, gewöhnlich muß ein Stauwerk errichtet werden. Aus dem Oberwasser vorhandener Stauwerke kann das Wasser in der Regel nur gegen hohe Entschädigung entnommen werden, und es ist erklärlich, daß bestehende Triebwerksanlagen der Beschaffung von Bewässerungswasser die größten Hindernisse bereiten. Die Gesetzgebung mancher Länder hat deshalb Vorsorge getroffen, daß die Grundbesitzer verlangen können, daß das Wasser zeitweilig zum Zwecke der Bodenbewässerung benutzt wird, falls ihnen dadurch ein bedeutender Vorteil, den Triebwerksbesitzern aber kein erheblicher Nachteil erwächst (bayerisches Wasserbenutzungsgesetz vom 28. Mai 1852). Diese Bedingung wird häufig erfüllt sein, da die Sommerbewässerung bereits dann große Erfolge gewährt, wenn sie nur zeitweilig vorgenommen wird. Die spanische Gesetzgebung hat der Benutzung des Wassers zur Bodenbewässerung den Vorrang vor allen anderen Nutzungsarten eingeräumt; ausgenommen ist nur das zum Trinken und das für Eisenbahnzwecke erforderliche Wasser.

Die Bewässerung mit Quellwasser ist in Oberitalien sehr verbreitet (vergl. Art. 13). Artesische Brunnen werden u. a. in Algier, bei Murcia in Spanien und in sehr großer Zahl in den Weststaaten von Nordamerika zur Bewässerung benutzt. Um das Wasser nicht ungenutzt ausfließen zu lassen, hat man die artesischen Brunnen in Kalifornien mit einer Abschlußvorrichtung versehen. Zahlreich

sind ferner in heißen Ländern die zur Bewässerung dienenden künstlichen Sammelbecken, von denen einzelne 30 bis 80 Millionen cbm fassen. Die Kosten solcher Sammelbecken (vergl. Art. 15 und 65) sind jedoch nicht gering, und wenn sich der Inhalt nur einigemal im Jahre erneuert, so kann auch das Wasser nur zu verhältnismäßig hohen Preisen abgegeben werden. In Algier sind z. B. die Kosten des Stauweihers von Hamiz so groß geworden, daß die Kolonisten 24 Pf. für 1 cbm Wasser zu bezahlen haben. Wenn ein natürlicher Zufluß nicht vorhanden ist, muß das Wasser künstlich gehoben werden. Früher bediente man sich dazu bei der Entnahme aus Flüssen häufig eines in den Strom gehängten Rades, welches durch die Strömung gedreht wurde und entweder an seinem Umfange Schöpfgefäße enthielt, oder ein besonderes einfaches Schöpfrad in Bewegung setzte. Für die Bewässerung von Gärten wird das Wasser in Südeuropa sehr häufig aus Brunnen geschöpft und zum Schöpfen ein durch ein Maultier betriebenes Paternosterwerk benutzt. Diese Einrichtung leistet gute Dienste für Hubhöhen bis zu etwa 25 m, und es können damit bei 10 m Hubhöhe stündlich etwa 12 cbm Wasser gefördert werden (vergl. Art. 10). Die Betriebskosten für Maultier und Treiber betragen etwa 0,6 Pf. für 1 mt gehobenes Wasser. Für die Bewässerung von Luxusgärten und Parke ist es zweckmäßiger, Kleinmotoren und Pumpen anzuwenden. Man hebt dabei das Wasser aus dem Brunnen in einen hochgestellten Behälter, aus welchem es überall hingeleitet werden kann. Häufig benutzt man Windmotoren (vergl. Art. 57), neuerdings auch Petroleummotoren. Die Vervollkommnung der Dampfmaschinen und der Pumpen hat neuerdings den Anlaß zu großer Ausdehnung der Bewässerungsanlagen gegeben. Wenn das Wasser nicht höher als 3 bis 5 m zu heben ist, so wird die Einzelversorgung durch künstliche Hebung häufig vorteilhafter sein als die Zuleitung durch kostspielige Bewässerungskanäle aus weiter Entfernung und der Bezug aus künstlichen Sammelbecken.

Bei größeren Bewässerungsanlagen wird das erforderliche Wasser vielfach durch besondere Genossenschaften oder Erwerbsgesellschaften beschafft und an die Grundbesitzer unter bestimmten Bedingungen abgegeben. Solche Veranstaltungen sind bei guter Verwaltung sehr segensreich, es ist aber Vorsorge zu treffen, daß die Preise nicht willkürlich in die Höhe getrieben werden können, sondern das Wasser auch bei großer Dürre, wenn es knapp und die Nachfrage groß ist, zu bestimmten Sätzen abgegeben werden muß. In Spanien z. B. ist hierfür nicht überall hinreichend gesorgt; manche Sammelbecken sind in fast unbeschränktem Privatbesitz, und das Wasser wird von Fall zu Fall meistbietend verkauft,

wobei die Interessenten sich in Notfällen überbieten, um ihre bedrohten Ernten zu retten; die Preise gehen dann wohl bis über 10 Pf. für 1 cbm in die Höhe. Übrigens findet eine bedingte Versteigerung auch in solchen Fällen statt, wo eine Bewässerungsgenossenschaft über das Wasser zu verfügen hat, falls nämlich der Vorrat nicht für alle Bedürfnisse ausreicht. Es muß alsdann aber Sorge getragen werden, daß die Verteilung und Preisfestsetzung nicht rücksichtslos nach Maßgabe der Meistgebote getroffen wird.

In heißen Ländern pflegt eine sorgfältige Verteilung des Wassers stattzufinden, und die zu zahlenden Beträge werden zum Teil nach der Größe der bewässerten Fläche, häufig aber auch nach der Menge des gelieferten Wassers bezw. nach der Stärke und Dauer des Zuflusses bemessen. In Oberitalien wird für 1 sl, d. i. für den beständigen Zufluß von 1 l in der Sekunde durch den ganzen Sommer durchschnittlich etwa 24 ℳ bezahlt, bisweilen sogar das Doppelte; es stellt sich dabei 1 cbm Wasser auf etwa 0,15 bezw. 0,30 Pf. Die Bewässerungsgesellschaften in Südfrankreich haben für das aus ihren Kanälen gelieferte Wasser Preise von 40 bis 64 ℳ für 1 sl Zufluß vom 1. April bis 15. Oktober, während das zu einmaligen Bewässerungen entnommene Wasser bedeutend teurer ist und bis zu 8 ℳ für 1 ha bei 24stündiger Bewässerung mit 6 sl, mithin 1 cbm Wasser etwa 1,5 Pf. kostet. Das für Luxuszwecke (Springbrunnen usw.) abgegebene Wasser wird mit jährlich etwa 50 ℳ für einen dauernden Zufluß von $^1/_{10}$ sl berechnet.

Die Messung des zur Bewässerung zu verwendenden Wassers kann nicht für alle einzelnen Grundstücke, sondern nur für die größeren Zuleitungen stattfinden. Wo eine Messung und Lieferung nach Raumgehalt (cbm) erfolgt, gilt in vielen Gegenden ein sogenannter Modul, d. h. diejenige Wassermenge, welche durch eine Öffnung von bestimmter Form und Größe unter einer bestimmten Druckhöhe ausfließt, als Maßeinheit. Der früher sehr gebräuchliche Mailänder Modul entspricht einer rechteckigen Öffnung von 15 cm Breite und 20 cm Höhe bei einer Druckhöhe von 10 cm über dem oberen Rande der Öffnung, und die ausfließende Wassermenge beträgt etwa 36,4 sl.

Es war üblich, die Breite der Öffnung jedesmal nach der in Moduleinheiten ausgedrückten Größe der Wassermenge zu bemessen, also z. B. für eine Wassermenge von 3 Moduln die Öffnung 0,45 m breit zu machen. Diese Art der Verteilung ist aber wegen der Veränderlichkeit des Ausflußbeiwertes ungenau. In Italien ist deshalb neuerdings der Modul auf eine feste Wassermenge, und zwar 100 sl festgesetzt worden, wobei Öffnung und Druckhöhe beliebig

angenommen werden können. Der neue französische Wasserzoll liefert 20 cbm in 24 Stunden oder 0,231 sl.

Die besten Vorrichtungen zur Bemessung der Lieferung einer bestimmten Wassermenge sind Überfälle mit scharfen Kanten. Um bei wechselndem Wasserstande die Abflußmenge unverändert zu erhalten, hat man schwimmende Überfälle und selbsttätige Stellvorrichtungen verschiedener Art hergestellt.

Eine einfachere Art der Verteilung des Wassers, bei der die Wassermengen nicht gemessen werden, besteht darin, daß einer von dem Hauptkanal abzweigenden Leitung stets ein bestimmter Bruchteil der ganzen Wassermenge zugewiesen wird. Dieses Verfahren, bei welchem alle Grundstücke eines Verbandes in gleicher Weise je nach dem vorhandenen Vorrat mit viel oder wenig Wasser versorgt werden, wird u. a. bei den meisten in der Araberzeit angelegten spanischen Bewässerungen angewandt. Die Verteiler sind gewöhnlich einfache, aber sorgfältig ausgeführte Bauwerke und bestehen aus einer in dem Boden und den Seitenwänden in Mauerwerk hergestellten Kanalstrecke; ein vorn zugeschärfter Zwischenpfeiler bildet die Spitze des sich unterhalb anschließenden Dammes, der die Hauptleitung von der Nebenleitung trennt. Damit die zufließende Wassermenge sich auf beide Öffnungen genau in der beabsichtigten Weise, d. i. im Verhältnis der Lichtweiten verteilt, erhält der Hauptkanal oberhalb des Verteilers auf mindestens 20 m Länge ein gerades und regelmäßiges, breites Bett mit schwachem Sohlengefälle; die Sohle des Verteilers wird genau wagerecht und eben in Mauerwerk hergestellt, und die unterhalb sich anschließenden Kanalstrecken werden etwas tiefer oder mit stärkerem Gefälle angelegt. Bei dieser Anordnung ist das Verhältnis, nach dem das Wasser auf die Haupt- und die Nebenleitung verteilt wird, unveränderlich. Man kann aber auch die Verteilung veränderlich gestalten. So hat man in Elche in Spanien vor der Trennungsmauer ein im Grundriß nach vorn zugespitztes Stellwerk angeordnet, welches wie ein Steuer um eine lotrechte Achse gedreht werden kann und so lang ist, daß sich die Nebenöffnung ganz absperren läßt; je nach der Stellung des Steuers ändert sich dann das Verteilungsverhältnis zwischen Haupt- und Nebenkanal. In Lorca kann die Durchflußweite der Nebenöffnung durch eingesetzte hölzerne Nadeln verkleinert und dadurch das Verteilungsverhältnis verändert werden.

Das einem Bewässerungskanal zugeteilte Wasser wird bei der anfeuchtenden Bewässerung nicht sämtlichen Grundstücken gleichzeitig zugeführt, weil alsdann sowohl ein starker Verlust durch Versickerung und Verdunstung in den Zuleitungen eintreten,

als auch die Verteilung sehr schwierig ausfallen würde. Man bewässert vielmehr in der Regel erst die zunächst gelegenen, dann die entfernteren Flächen, und zwar derartig, daß jedem Grundstücke der ganze Zufluß während einer nach Stunden und Minuten vorher festgestellten Zeitdauer zugewiesen wird. Der Wärter erhält eine Liste für die Reihenfolge und Dauer der einzelnen Wasserbenutzungen und bewirkt danach die Verteilung durch Öffnen und Abdämmen der Zuflußrinnen. Bei der Feststellung der Bewässerungsdauer wird auf den Umstand Rücksicht genommen, daß die Wassermenge des Zuleitungskanals sich durch Versickerung und Verdunstung stromabwärts vermindert, weshalb von zwei gleichberechtigten Grundstücken das entfernter gelegene einer entsprechend länger dauernden Wasserzuführung bedarf.

Einen ähnlichen Zweck wie mit der Bewässerung kann man in den Niederungen erzielen, indem man das Wasser in den Entwässerungsgräben anstaut. Zu diesem Zweck müssen in den Gräben Stauschleusen angelegt werden. Der Boden wird dadurch in der Nähe der Gräben feucht erhalten, so daß auch bei niedrigen Flußwasserständen eine zu große Austrocknung vermieden wird. Wenn aber die Zuflüsse der Niederung geringer sind als die Wasserverluste, welche in den Gräben durch Verdunstung und Versickerung entstehen, so muß der Fehlbetrag ergänzt werden, indem Wasser aus dem Flusse gehoben wird. Viele eingedeichte Niederungen, welche im Frühjahre künstlich entwässert werden, bedürfen im Sommer einer künstlichen Anfeuchtung, weshalb es zweckmäßig ist, mit den Anlagen zur Entwässerung solche zur Bewässerung zu verbinden.

68. Die Kosten der Wasserhebung. Die Wasserhebungsanlagen für Ent- und Bewässerungszwecke finden eine stetig zunehmende Anwendung. Sie unterscheiden sich von den Wasserhebewerken der städtischen Wasserversorgungs- und Entwässerungsanlagen hauptsächlich dadurch, daß sie nur mit Unterbrechungen in Betrieb genommen werden. Das ist bei der Berechnung der Kosten zu berücksichtigen: außer den reinen Betriebskosten sind auch die Aufwendungen für Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung der Anlagen in Betracht zu ziehen und auf die wirtschaftliche Leistung des Hebewerks in Anrechnung zu bringen. Diese dauernden Kosten der Wasserhebung werden unabhängig von der Größe des Betriebes nach Erfahrungssätzen für das ganze Jahr berechnet. Die reinen Betriebskosten werden dagegen auf die im Laufe des Jahres wirklich zu hebende Wassermenge bezogen. Wenn beispielsweise bei einer Entwässerungsanlage nur im Früh-

jahr zu pumpen, dann aber 40 Tage lang je eine Wasserschicht von 6 mm Höhe zu heben ist, so beträgt die gesamte Fördermenge eines Betriebsjahres auf 1 ha Polderfläche

$$\frac{6 \cdot 40}{1000} \cdot 100 \cdot 100 = 2400 \text{ cbm}.$$

Eine Pferdekraftstunde entspricht der Arbeit von

$$75 \cdot 60 \cdot 60 = 270000 \text{ mkg}.$$

Mit ihr können theoretisch 270 cbm Wasser 1 m hoch gehoben werden. Zu dieser Nutzleistung ist aber tatsächlich eine bedeutend größere Arbeit erforderlich, und zwar bei allen kleineren Wasserhebungsanlagen fast das Doppelte, gleichgültig ob sie durch Handbetrieb, durch Pferde (Göpelwerk mit Wasserschnecken, Paternosterwerk u. dgl.), durch Wasserkraft (Turbine oder Wasserrad mit Pumpe) oder durch eine Dampfmaschine betrieben werden. Der Wirkungsgrad der ganzen Wasserhebungsanlage setzt sich aus den Wirkungsgraden ihrer einzelnen Bestandteile, insbesondere der Kraftmaschine und der Wasserhebemaschine zusammen. Bezeichnet man allgemein den Wirkungsgrad mit φ, so ist die Nutzleistung einer Pferdekraftstunde gleich der Förderung von $\varphi \cdot 270$ cbm Wasser auf 1 m Höhe oder von $\frac{\varphi \cdot 270}{H}$ cbm auf H m Höhe.

Es ist indessen gebräuchlich, die Arbeitsleistung der Kraftmaschine an der Kurbelwelle zu messen, oder, was im allgemeinen auf dasselbe hinauskommt, die Stärke des Schöpfwerks nach der auf dieses übertragenen Arbeit zu berechnen. Da der Wirkungsgrad der Pumpen meistens zwischen $\frac{2}{3}$ und $\frac{3}{4}$ liegt, können mit einer in diesem Sinne verstandenen, sogenannten gebremsten Pferdekraft

$$\left(\tfrac{2}{3} \text{ bis } \tfrac{3}{4}\right) 270 = 180 \text{ bis } 200 \text{ cbm}$$

Wasser in einer Stunde 1 m hoch gehoben werden. Die besten Pumpen haben übrigens noch einen etwas höheren Wirkungsgrad, etwa bis zu 0,84.

Nehmen wir einen Wirkungsgrad von $\frac{2}{3}$ an, so entspricht

1 Pferdekraftstunde 180 mt (Metertonnen)

gehobenen Wassers und um M cbm H m hoch zu heben, sind

$$n = \frac{M H}{180}$$

Pferdekraftstunden erforderlich.

Soll die Stärke N der Maschinenkraft bestimmt werden, so muß noch die Stundenzahl s, in der die Wasserhebung zu erfolgen hat, bekannt sein. Es ist $n = N s$, also

$$N = \frac{M}{s} \cdot \frac{H}{180},$$

$\frac{M}{s}$ ist aber $= 3600\ Q$, wenn Q die in der Sekunde gehobene Wassermenge bezeichnet. Daher ist

$$N = 20\ Q\ H,$$

wie bereits S. 222 aus Formel 82 gefolgert wurde.

Der Bedarf an Steinkohlen, den eine gebremste Pferdekraftstunde erfordert, schwankt je nach der Größe und Art der Maschinenanlage (Dampfkessel und Dampfmaschine) und der Güte der Kohlen. Wird der Kohlenverbrauch auf das gehobene Wasser bezogen, so läßt er sich wie folgt einschätzen:

1) Im Großbetriebe unter Anwendung der besten Maschinen
   1 kg Steinkohlen auf 200 mt.
   (In städtischen Wasserwerken sind sogar noch bessere Leistungen erzielt worden, und zwar bei der Feuerung mit Generatorgas bis zu 350 mt mit 1 kg Brennstoff (Anthrazit mit Koks.)
2) Bei gut ausgeführten Maschinenanlagen von mittlerer Größe (20 bis 50 Pferde)
   1 kg Steinkohle auf 125 mt.
3) Bei Lokomobile von 2 bis 12 Pferden und Zentrifugalpumpe
   1 kg Steinkohle auf 50 mt.
4) Bei Lokomobile und Pulsometer
   1 kg Steinkohle auf 25 mt.

Hinsichtlich der Wahl der Wasserhebeanlage ist zu bemerken, daß die vollkommenste Anlage nicht immer die zweckmäßigste ist, wenn es sich, was gewöhnlich der Fall ist, um keinen ununterbrochenen Betrieb handelt. Denn diejenigen Wasserhebewerke, welche im Betriebe am billigsten arbeiten, sind gewöhnlich in der Einrichtung am kostspieligsten. Bei kleineren Anlagen ist für die Wahl häufig auch der Umstand von Bedeutung, daß, wenn man eine Lokomobile wählt, diese noch für andere Zwecke benutzt werden kann. Die Anschaffungskosten für Maschine und Pumpe nebst Saug- und Druckleitung, fertig aufgestellt und gangbar gemacht, aber ohne Unterbau und sonstige Einrichtungen sind zu schätzen für kleine Anlagen bis zu 10 Pferden auf 800 bis 1200 ℳ, für mittlere Anlagen von 10 bis 50 Pferden auf 500 bis 800 ℳ und für größere Anlagen auf 400 bis 600 ℳ für die an der Kurbelwelle der Dampfmaschine gemessene (gebremste) Pferdekraft. Hierzu kommen noch die Einrichtungskosten und bei einem festen Schöpfwerke die Kosten für den Unterbau, Kesselhaus mit Schornstein und Maschinenraum, wofür man bei einer beweglichen Anlage von N Pferden etwa $1200 + 50\ N$ und bei einer festen Anlage $4000 + 200\ N$ in Ansatz bringen kann.

Wenn eine Wasserkraftmaschine an Stelle der Dampfmaschine erbaut werden kann, so sind zwar die Kosten der eigentlichen Maschinenanlage vielleicht um $^1/_3$ niedriger einzuschätzen, die Gesamtkosten vermindern sich jedoch nur unter der Voraussetzung in entsprechender Weise, daß die Wasserkraft selbst bereits zur Verfügung stand und nicht erst durch Anstauung und Zuleitung des Wassers geschaffen werden muß. Andernfalls würden die Kosten der Stauanlage besonders zu ermitteln und hinzuzurechnen sein.

Beispiele. 1. Kosten einer Wasserhebung im Großbetriebe. Das Schöpfwerk sei $N = 100$ Pferde stark, der Wirkungsgrad der Pumpen $= 0{,}75$. Die Leistungsfähigkeit beträgt alsdann stündlich $N \cdot 0{,}75 \cdot 270 =$ rd. $200\ N = 20\,000$ Metertonnen, d. h. es können in einer Stunde 20 000 cbm Wasser oder 5,56 cbm in einer Sekunde 1 m hoch gehoben werden. Die Anzahl der jährlichen Betriebsstunden sei $= n$, so ist die Jahresleistung $= 200 \cdot N \cdot n$ mt.

Dauernde Kosten.

Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung der Maschinen 10 vH. der Anlagekosten von $500 \cdot N =$	5000
desgl. der Bauwerke 6 vH. von 24 000 *M* = ...	1440
	6440

oder 64,4 *N M*.

Auf 1 mt gehobenes Wasser entfallen

$$\frac{64{,}4\ N}{200 \cdot N \cdot n} = \frac{0{,}322}{n}\ \mathcal{M} \text{ oder } \frac{32{,}2}{n} \text{ Pf.}$$

Reine Betriebskosten. Sie werden am einfachsten für eine Betriebsstunde des Schöpfwerks berechnet. Der Kohlenverbrauch beträgt für die stündlich zu leistenden 20 000 mt

$$\frac{20\,000}{200} = 100 \text{ kg.}$$

Der Preis ist im Großbetriebe niedriger als bei geringem Bezuge,

100 kg Steinkohlen kosten etwa	210 Pf.
zur Wartung sind 2 Mann erforderlich, die Stunde kostet . .	50 „
für Nebenmaterialien	20 „
zusammen für 1 Betriebsstunde	280 Pf.

und für 1 mt gehobenes Wasser

$$\frac{280}{20\,000} = 0{,}014 \text{ Pf.}$$

Gesamtkosten für 1 mt gehobenes Wasser

$$k = 0{,}014 + \frac{32{,}2}{n} \text{ Pf.}$$

Die jährliche Betriebszeit sei 240 Tage zu je 15 Stunden oder 300 Tage zu je 12 Stunden, also $n = 3600$. Alsdann ist

$$k = 0{,}014 + \frac{32{,}2}{3600} = 0{,}023 \text{ Pf.,}$$

ferner die ganze Jahresleistung des Schöpfwerks

$$200 \cdot 100 \cdot 3600 = 72 \text{ Millionen mt}$$

und der jährliche Kostenbetrag

$$6640 + 3600 \cdot 2{,}80 = 16\,720\ \mathcal{M}.$$

Wäre dagegen die jährliche Betriebszeit nur $n = 900$ Stunden, so würden die Kosten für 1 mt gehobenes Wasser

$$k = 0{,}014 + \frac{32{,}2}{900} = 0{,}050 \text{ Pf.}$$

betragen.

Beispiel 2. Festes Schöpfwerk von mittlerer Größe. Die Anlagekosten eines Schöpfwerks mit einer Dampfmaschine von 20 Pferden Nutzleistung berechnen sich

für Dampfmaschine und Kessel auf	11000 *M*
für eine Zentrifugalpumpe	3000 „
für Unterbau, Maschinenhaus und Zubehör	8000 „
zusammen	22000 *M*.

Dauernde Kosten.

4 vH. Zinsen von 22000 *M* = ...	880 *M*
6 vH. Tilgung und Unterhaltung von 14000 *M* = ...	840 „
2 vH. „ „ „ „ 8000 „ = ...	160 „
jährlich	1880 *M*.

Leistung in gehobenem Wasser für eine Betriebsstunde

$$N \cdot 180 = 20 \cdot 180 = 3600 \text{ mt.}$$

Betriebsausgaben für 1 Arbeitsstunde von 3600 mt:

$\frac{3600}{125} = 28{,}8$ kg Steinkohlen à 2,2 Pf. = ...	63,4 Pf.
für Wartung und Nebenmaterialien	31,6 „
	95,0 Pf.,

also Gesamtkosten für 1 mt gehobenes Wasser bei n jährlichen Betriebsstunden

$$k = \frac{95}{3600} + \frac{1880 \cdot 100}{3600 \cdot n} = 0{,}0264 + \frac{52{,}3}{n},$$

und für $n = 3600$ bezw. 900 Betriebsstunden ist $k = 0{,}041$ bezw. 0,085 Pf.

Beispiel 3. Wasserhebung mit Lokomobile. Zur Trockenlegung eines Polders von 50 ha sei 60 Tage lang eine Wasserschicht von täglich 6 mm Höhe zu fördern und die Hubhöhe = 3 m. Die tägliche Leistung beträgt $50 \cdot 6 \cdot 10 = 3000$ cbm auf 3 m Höhe = 9000 mt. Die tägliche Betriebszeit sei = 15 Stunden, also stündlich zu leisten 600 mt.

Da die Nutzleistung einer Pferdekraftstunde 180 mt gehobenes Wasser beträgt, so genügt eine Lokomobile von $\frac{600}{180} = 3{,}33$ Pferden Nutzleistung, wofür man eine solche von mindestens 4 Pferden wählen wird.

Der Kohlenverbrauch ist von der Größe der Lokomobile unabhängig, er beträgt $^1/_{50}$ kg für 1 mt, mithin täglich

$$\frac{9000}{50} = 180 \text{ kg}$$

und überhaupt in 60 Tagen 10,8 t.

Reine Betriebskosten.

10,8 t Steinkohlen à 22 *M* = ...	237,6 *M*
60 Tage Wartung à 3 *M* = ...	180,0 „
Nebenmaterialien	22,4 „
	440,0 *M*.

Die Anschaffungs- und Einrichtungskosten für Lokomobile, Zentrifugalpumpe und Zubehör betragen rund 6000 *M* und demnach die jährlichen Kosten für Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung

$$6000 \cdot {}^1/_{10} = 600 \text{ M.}$$

Wenn hiervon nur $^2/_3$ auf die Kosten der Wasserhebung angerechnet werden, weil die Lokomobile noch anderweitig benutzt werden kann, so berechnen sich die Gesamtkosten auf 840 *M* oder 16,8 *M* auf 1 ha der Polderfläche.

Die Gesamtleistung beträgt

$$60 \text{ Tage à } 9000 \text{ mt} = 540\,000 \text{ mt},$$

also kostet 1 mt Wasserhebung

$$k = \frac{840 \cdot 100}{540\,000} = 0{,}156 \text{ Pf.},$$

wovon auf die reinen Betriebskosten 0,082 Pf. entfallen.

Die Kosten für die Zuleitung des zu hebenden und für die Ableitung des gehobenen Wassers sind vorstehend nicht angerechnet und müssen besonders ermittelt werden. Der Vergleich der drei Beispiele ergibt, daß die reinen Betriebskosten sich in den drei Fällen der Reihe nach für je 1000 mt gehobenes Wasser auf 14 bezw. 26 und 82 Pf. stellen und daß die Gesamtkosten bei jedesmal 900 jährlichen Betriebsstunden für je 1000 mt 50 bezw. 85 und 156 Pf. betragen. Bei ununterbrochenem Betriebe sind die Gesamtkosten geringer, da indessen ein ununterbrochener Betrieb der Wasserhebewerke sowohl bei der Entwässerung als bei der Bewässerung von Ländereien nur ausnahmsweise vorkommt, so können die zuletzt angeführten Zahlen als ungefähre Durchschnittswerte angesehen werden. Mit 100 Pf. Betriebskosten und mit 200 Pf. Gesamtkosten für je 1000 mt wird sich die künstliche Wasserhebung mit Dampfbetrieb bei zweckmäßigen Einrichtungen überall ausführen lassen. Mit Schöpfwerken von mindestens 8 nutzbaren Pferden, die wenigstens 60 Tage jährlich in Betrieb sind, wird man mit der Hälfte, also mit 50 bezw. 100 Pf. für 1000 mt auskommen, bei Schöpfwerken von mindestens 25 Pferden mit 25 bezw. 80 Pf. und bei solchen von 100 Pferden und darüber mit 15 bezw. 50 Pf. Wird ein Schöpfwerk der beiden letzten Arten dauernd benutzt, so betragen die Gesamtkosten nur etwa 25 bezw. 40 Pf. für 1000 mt gehobenes Wasser, während die Betriebskosten der mit Zugtieren betriebenen Schöpfwerke auf ungefähr 600 Pf. für 1000 mt anzunehmen sind. Übrigens sind diese Angaben nur für ungefähre Kostenschätzungen bei den vorbereitenden Arbeiten anwendbar, und es erfordert jede Wasserhebungsanlage eine besondere Veranschlagung.

69. Kolmation. In manchen Fällen wird die Zuführung von sinkstoffhaltigem Wasser mit großem Erfolg zur Entsumpfung von niedrig gelegenen Ländereien benutzt; die zur Ablagerung gelangenden Sinkstoffe des Wassers bewirken eine Aufhöhung des Bodens. Es ist dies eine besondere Art der düngenden Bewässerung, für welche der Name Kolmation üblich geworden ist. Um eine wirksame Aufhöhung des Bodens zu erzielen, muß das Wasser sehr

reich an Sinkstoffen sein; es eignet sich daher für die Kolmation am besten das Hochwasser von Gebirgsbächen, und man pflegt die Ausführung auf die Zeit der winterlichen Anschwellungen zu beschränken.

Die aufzuhöhende Fläche wird durch Dämme in Staufelder eingeteilt, die nahezu wagerecht liegen. Das trübe Wasser wird durch einen Zuleitungskanal eingeführt und so geleitet, daß die Niederschläge ziemlich gleichmäßig erfolgen, wozu vielfach hölzerne Gerinne und kleine Zwischendämme nötig sind. Das geklärte Wasser wird unter Benutzung der Vorflut hinreichend weit unterhalb in den Fluß zurückgeleitet; die mit zahlreichen Überfällen zu versehenden Dämme müssen mit dem Fortschreiten der Kolmation erhöht werden. Der Zuleitungskanal muß in Querschnitt und Gefälle zweckmäßig angeordnet werden, damit die Geschiebe hinreichend weit fortgeführt werden und nicht vorzeitig niedersinken. Das gleiche gilt auch von den Nebenkanälen, welche das Wasser auf den Feldern zu verteilen haben; das Gefälle dieser Kanäle wird ihrer geringeren Wassertiefe wegen in der Regel größer als das Gefälle des Hauptkanals angenommen. Die bedeutende Wassergeschwindigkeit macht eine Befestigung der Kanalböschungen erforderlich. Im allgemeinen wird man den Hauptkanälen kein geringeres Gefälle als 1 : 500 bis 1 : 1000 geben dürfen und die kleinen Verteilungsrinnen mit 1 : 100 bis 1 : 200 anlegen.

Je höher die Umwallungen gemacht werden, desto mehr Wasser kann in den Feldern aufgesammelt und abgeklärt werden und desto schneller erfolgt die Aufschlickung des Bodens. Das geklärte Wasser muß stets nahe an der Oberfläche abgelassen werden, weil sonst der abgesetzte Schlamm wieder in Bewegung kommen würde. Deshalb werden die Grundablässe nicht durch Schützen geschlossen, sondern durch Versatzbohlen, von denen man nach Maßgabe der Senkung des Wasserspiegels eine nach der anderen abhebt. Zur Abklärung genügen schon 12 Stunden, wenn vorzugsweise die gröberen Stoffe aufgefangen werden sollen; zur Ablagerung der feineren Schlammteilchen ist aber eine Ruhezeit von wenigstens zwei Tagen erforderlich.

Bisweilen findet auch ein ununterbrochener Zufluß von Wasser nach Art der Stauberieselung statt. Diese Art der Kolmation ist jedoch in der heißen Jahreszeit gesundheitlich bedenklich, deshalb wird sie in Südfrankreich nicht mehr gestattet.

Mit der Aufführung der einzelnen Teile der Niederung geht man von oben nach unten oder stromabwärts fort; sobald auf einer Fläche die beabsichtigte Erhöhung eingetreten ist, wird das Wasser

in solcher Weise umgeleitet, daß das Geschiebe den weiter abwärts gelegenen Flächen zufließt.

Das Gelingen der Kolmation erfordert große Sorgfalt und Umsicht in der Leitung des Wassers. Am schwierigsten pflegt die unschädliche Ableitung des benutzten Wassers zu sein.

Über den Gehalt an Sinkstoffen des Wassers der Flüsse liegen nur wenige genaue Beobachtungen vor, und die vorkommenden Mengen sind sehr verschieden, auch in derselben Flußstrecke je nach dem Wasserstande und der Jahreszeit sehr veränderlich. Nachstehend sind einige Angaben zusammengestellt, wobei die Zahlen der letzten Spalte aus denen der vorletzten unter Anrechnung von 1 cbm Sinkstoffe mit durchschnittlich 2000 kg, mithin durch Vervielfältigung mit $\frac{86400}{2000}$ berechnet wurden.

Gehalt der Flüsse an Sinkstoffen.

Gegenstand der Beobachtung	Sinkstoffe (Schlamm) in 1 cbm Wasser sind enthalten kg	Sinkstoffe (Schlamm) täglich abgeführte Menge für 1 cbm sekundlicher Wassermenge in cbm
Der Var (bei Nizza) durchschnittlich	3,577	155
„ „ bei Hochwasser am 30. Juni 1865 . .	36,6	1580
Die Marne durchschnittlich	0,074	3,20
„ „ Höchstgehalt	0,52	22,5
Die Seine durchschnittlich	0,040	1,72
„ „ Höchstgehalt	2,74	118
Der Nil bei Hochwasser	1,58	68
Der Ganges bei Hochwasser	1,94	84
Die Durance durchschnittlich	1,45	62
„ „ bei Hochwasser	3,63	156
Der Mississippi durchschnittlich	0,67	29
Die Donau bei Wien desgl.	0,11	4,7

Diese Zusammenstellung kann benutzt werden, um die Menge der von den Flüssen mitgeführten Sinkstoffe annähernd zu schätzen. Beispielsweise ist für den Nil, welcher bei Hochwasser 13000 cbm Wasser in der Sekunde hat, die alsdann täglich abgeführte Sinkstoffmasse ungefähr $68 \cdot 13000 = 885000$ cbm.

Die umfangreichsten Kolmationen sind in Italien und in Südfrankreich ausgeführt. In Italien wurden bei der Aufhöhung der Maremmen reichlich 100 Millionen cbm Boden durch Kolmation zur Ablagerung gebracht, und die Kosten betrugen etwa 680 ℳ

für 1 ha. Die durchschnittlichen Kosten der Kolmationen werden auf 400 bis 500 ℳ für 1 ha angegeben.

70. Wasserversorgung. Um volkreiche Städte mit Wasser zu versorgen, wurden schon im Altertum große Wasserleitungen hergestellt, welche teils aus Quellen, teils aus Sammelbecken gespeist wurden. Man war dabei angewiesen, das Wasser von höher gelegenen Punkten zu beziehen und die Zuleitung mit natürlichem Gefälle zu bewirken. Gegenwärtig fällt diese Beschränkung fort, und das Wasser wird häufig künstlich gehoben. Eine hochliegende Quellwasserleitung ohne Wasserhebewerk ist in der Regel natürlich vorzuziehen.

In erster Linie muß bei dem Entwurf einer Wasserversorgungsanlage der Wasserbedarf festgestellt werden. Der Bedarf ist tatsächlich sehr verschieden und schwankt für die deutschen Städte zwischen den Grenzen von 41 und 268 l für den Einwohner und den Tag. Der Verbrauch steigt mit dem Sinken des Preises; wo der Wasserpreis hoch ist und die Verteilung durch Wassermesser festgestellt wird, ist er gering. Der Verbrauch steigt auch mit der gewerblichen Tätigkeit der Einwohner und ist dort besonders groß, wo alle Abgangsstoffe in Schwemmsielen beseitigt werden. In größeren Städten kann man durchschnittlich 120 l täglich auf den Kopf der Einwohnerschaft rechnen, einschließlich aller öffentlichen Bedürfnisse für Straßenreinigung, Spülung der Entwässerungskanäle, für Gärten, Springbrunnen usw. Für kleine Städte und ländliche Ortschaften genügen 60 l. Die voraussichtlich in den kommenden Jahren eintretende Vergrößerung der Einwohnerzahl ist zu berücksichtigen. Der Verbrauch ist nicht gleichmäßig, sondern im Sommer größer als im Winter, und bei Tage stets größer als in den Nachtstunden. Der größte Tagesverbrauch überschreitet den durchschnittlichen etwa um die Hälfte. Der größte Stundenverbrauch beträgt in großen Städten 6 bis 7 vH. des durchschnittlichen Tagesverbrauchs. Um diese Schwankungen des Verbrauchs auszugleichen, wird in der Nähe des zu versorgenden Ortes ein Hochbehälter angelegt, dessen Größe bei gleichmäßigem Wasserzuflusse in der Regel $^1/_3$ bis $^1/_4$, bei der Wasserzuführung durch ein Hebewerk auf die Hälfte des Tagesbedarfs bemessen wird. Der kleinste Vorrat sollte jedoch nicht unter 60 bis 90 cbm betragen, damit bei Feuersbrünsten 2 Hydranten etwa 2 Stunden lang mit je 4 bis 6 sl in Tätigkeit gesetzt werden können.

Die Behälter werden zweckmäßig in Mauerwerk oder Beton hergestellt, überwölbt und mit Erde bedeckt. Da sie wasserdicht sein müssen, ist ein äußerer Mantel aus Tonschlag und ein innerer Zementüberzug zu empfehlen. Die Abdeckung über dem Scheitel

des Gewölbes wird 1 bis 1,5 m stark gemacht. Zur Lufterneuerung sind in dem Gewölbe Öffnungen anzubringen. Lichtschächte sind der Reinigungsarbeiten wegen notwendig, jedoch ist der Behälter während des Betriebes dunkel zu halten. Die Zu- und Ableitung, der Überlauf und die Entleerungsleitung müssen leicht zugängliche Verschlüsse haben. Die Kosten der in Zementbeton mit oder ohne Eiseneinlage ausgeführten Hochbehälter stellen sich für 1 cbm Wasserinhalt auf 15 bis 20 *M*. Gemauerte Behälter sind meistens etwas teurer. Schmiedeeiserne Behälter werden mit zylindrischem Mantel und einem Kegel- und Hängeboden hergestellt und kosten 75 bis 125 *M* für 1 cbm Inhalt.

Die Zuleitung zu dem Hochbehälter erfolgt gewöhnlich durch eine gußeiserne Rohrleitung, die frostfrei verlegt und fest unterbettet werden muß. Nicht tragfähiger Boden ist womöglich ganz zu vermeiden; wo das nicht angängig war, hat man das Rohr wohl in einen auf Pfahlrost gestellten und mit Sand gefüllten Kasten eingebettet. Die Leitung ist oft sehr lang und kostspielig, deshalb ist die Rohrweite so zu wählen, daß die Summe aus den Betriebskosten und der Verzinsung der Herstellungskosten ein Kleinstes wird. Die Betriebskosten stehen, wenn das Wasser durch ein Pumpwerk gehoben werden soll, im Verhältnis zu der Arbeitsleistung der Maschinen, und diese entspricht der um die Widerstandshöhe in der Leitung vermehrten Hubhöhe. Nun fällt die Widerstandshöhe um so geringer aus, je kleiner die Wassergeschwindigkeit, je größer also der Durchmesser der Leitung ist, während die Anlagekosten mit der Rohrweite wachsen.

Die gußeisernen Rohre kosten ab Werk etwa 10 Pf. für 1 kg. Die ganzen Kosten einer fertigen Leitung ohne Straßenarbeiten und Absperrschieber können für vergleichende Berechnungen nach der Formel

$$k = 60\, d \left(1 + \frac{d}{2}\right)$$

in Mark für 1 lfd. m geschätzt werden. Die Widerstandshöhen sind nach den Formeln 21 zu berechnen und die Wasserhebungskosten nach Artikel 68 zu veranschlagen.

Beispiel. Der durchschnittliche Tagesbedarf eines Ortes von 10000 Einwohnern sei = 600 cbm und das Wasser auf 30 m zu heben, die Länge der Druckleitung = 5000 m, die tägliche Arbeitsdauer des Pumpwerks = 12 Stunden

Die zu hebende Wassermenge ist in einer Sekunde

$$Q = \frac{600}{12 \cdot 3600} = 0{,}0139 \text{ cbm}$$

und die Widerstandshöhe $w = il$ nach Formel 21

$$w = 0{,}0025\, \frac{Q^2}{d^5} \cdot 5000 = \frac{0{,}00241}{d^5}.$$

Die zu leistende Arbeit des Pumpwerks beträgt täglich

$$L = 600\,(30 + w)\ \text{mt},$$

und die Kosten der Wasserhebung können gemäß Artikel 68, da es sich hier um eine dauernd betriebene Anlage von mittlerer Größe handelt, auf 40 Pf. für je 1000 mt gehobenes Wasser angesetzt werden. Hiernach erhält man für verschiedene Rohrdurchmesser die nachstehend zusammengestellten Ergebnisse, aus denen ersichtlich ist, daß es am vorteilhaftesten ist, der Leitung einen

1	Rohrdurchmesser $d =$	0,25	0,20	0,15
2	Widerstandshöhe $w = \frac{0,00241}{d^5}$	2,47	7,54	31,7
3	Förderhöhe $H = 30 + w$	32,47	37,54	61,7
4	Tägliche Arbeitsleistung $L = 600\,H$ mt . . .	19500	22500	37000
5	Tägliche Wasserhebungskosten $k = \frac{L}{1000} \cdot 0,40$ *M*	7,80	9,00	14,80
6	Jährliche desgl. $= 365\,k$ . . .	2847	3285	5402
7	Anlagekosten der Druckleitung $= 5000 \cdot 60\,d \cdot \left(1 + \frac{d}{2}\right)$ *M*	84500	66000	48500
8	Verzinsung und Tilgung derselben mit 5 vH. .	4225	3300	2425
9	Summe der Reihen 6 und 8	7072	6585	7827
10	Wassergeschwindigkeit in der Rohrleitung $v = \frac{0,0139}{d^2 \frac{\pi}{4}}$	0,28	0,44	0,79

Durchmesser von 0,20 m zu geben, wobei die Geschwindigkeit in der Leitung 0,44 m beträgt. Für $d = 0,20$ m ist die tägliche Leistung des Pumpwerks $= 22\,500$ mt, und die erforderliche Maschinenkraft berechnet sich für eine 12stündige Arbeitszeit, wenn die Nutzleistung einer Pferdekraftstunde gleich 180 mt in gehobenem Wasser angenommen wird, zu

$$N = \frac{22\,500}{12 \cdot 180} = 10,4 \text{ Pferden.}$$

Aus der Formel 82 erhält man mit $Q = 0,0139$, $H = 37,54$ und $\eta = \frac{2}{3}$ den gleichen Wert, nämlich

$$N = 20 \cdot 0,0139 \cdot 37,54 = 10,4.$$

Die günstigste Rohrweite der Druckleitung ist von ihrer Länge unabhängig, wie sich leicht daraus erkennen läßt, daß sowohl die Widerstandshöhen als die Anlagekosten der Leitung im Verhältnis zu ihrer Länge stehen und die Unterschiede der Wasserhebungskosten den Unterschieden der Widerstandshöhen entsprechen. Im allgemeinen ist es nicht vorteilhaft, die Wassergeschwindigkeit in der Leitung größer als 0,5 bis 0,8 m anzunehmen. Man ermittelt den vorteilhaftesten Durchmesser am besten durch vergleichende Berechnungen. Bei den Wasserleitungen mit natürlichem Gefälle richtet sich der Leitungsquerschnitt nach dem im ganzen wie für die einzelnen Teilstrecken verfügbaren Gefälle.

Die Stärke der Rohre mit hohem inneren Druck wird durch die Formel von Bach wie folgt ausgedrückt:

$$\delta = r\left\{\sqrt{\frac{k+0{,}4p}{k-1{,}3p}}-1\right\},$$

worin für die praktische Anwendung bei Wasserleitungen k = Zugbeanspruchung des Gußeisens

$$= 180\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{qcm}}$$

und p = Betriebsdruck + 5 in Atmosphären zu setzen ist. Nachstehend sind zur Übersicht die Wandstärken und Gewichte für einige Rohrweiten nach den deutschen Normalabmessungen angegeben, die Wandstärken entsprechen etwa der Formel

$$\delta = 7{,}5 + \frac{d}{60}\ \mathrm{mm}.$$

Wandstärken und Gewichte eiserner Rohre.

Rohrweite	Wand-stärke δ	Muffenrohre		Flanschenrohre	
		übliche Nutzlänge	Gewicht für 1 lfd. m	übliche Nutzlänge	Gewicht für 1 lfd. m
m	mm	m	kg	m	kg
0,04	8	2	10,09	2	10,64
0,05	8	2	12,14	2	12,98
0,06	8,5	2	15,21	2	16,22
0,07	8,5	3	16,65	3	17,34
0,08	9	3	19,94	3	20,80
0,09	9	3	22,19	3	23,20
0,10	9	3	24,41	3	25,65
0,12	9,5	3	31,65	3	33,27
0,15	10	3	39,44	3	41,57
0,175	10,5	3	48,36	3	50,33
0,20	11	3	57,66	3	60,00
0,225	11,5	3	67,57	3	69,30
0,25	12	4	76,51	3	80,26
0,275	12,5	4	87,48	3	91,46
0,30	13	4	99,13	3	102,89
0,35	14	4	124,13	3	130,26
0,40	14,5	4	146,68	3	153,85
0,45	15	4	170,10	3	178,80
0,50	16	4	201,66	3	211,17
0,55	16,5	4	228,49	3	242,42
0,60	17	4	256,69	3	270,51
0,65	18	4	294,64	3	307,28
0,70	19	4	335.66	3	348,82
0,75	20	4	378,58	3	390,63
0,80	21	4	425,01	—	—

Die gußeisernen Rohrleitungen sind von langer Dauer und erfordern nur geringe Unterhaltungskosten. Gegenwärtig erhalten sie gewöhnlich eine Muffenverbindung mit Bleidichtung, welche die ältere Flanschenverbindung allmählich zu verdrängen scheint. Das gebräuchlichste Schutzmittel gegen Rosten ist ein Asphaltüberzug, der bei kleineren Rohren dadurch erzielt wird, daß man das erwärmte Rohr in die kochende Asphaltmasse eintaucht. Für Unterführungen und ähnliche Zwecke kommen schmiedeeiserne geschweißte Rohre zur Anwendung, welche in Schüssen von bedeutender Länge hergestellt werden.

In den Leitungen müssen an den Scheitelpunkten Luftventile und an den tiefsten Punkten Schlammkästen angebracht werden. An den Verzweigungen sind Teilkästen und Absperrschieber erforderlich; die Schieber dürfen zur Vermeidung von Stößen nur langsam bewegt werden. Bisweilen kommen Sicherheitsventile zur Anwendung, welche sich bei Rohrbrüchen infolge der alsdann eintretenden großen Geschwindigkeit selbsttätig schließen. Für den Zweck der unmittelbaren Wasserentnahme aus der Leitung werden in den Ortschaften alle 50 bis 100 m Hydranten angebracht.

Bei manchen Wasserversorgungen wird das Wasser nicht in die Häuser, sondern nur in öffentliche Brunnen geleitet. Diese sind entweder als fließende Brunnen dauernd im Gange und dienen alsdann gleichzeitig zur Spülung der Rinnsteine, oder sie erhalten einen Ventilverschluß, der durch Anheben des Schwengels geöffnet wird.

Hinsichtlich der Wassergewinnung ist auf den zweiten Abschnitt zu verweisen. Zu erwähnen ist jedoch noch die Versorgung einzelner Gehöfte und kleiner Ortschaften mit Quellwasser, das durch Wasserkraft gehoben wird. Für solche Zwecke sind bereits kleine Quellen von weniger als 1 sl Wassermenge vorteilhaft zu benutzen. Die einfachste Wasserhebemaschine ist der hydraulische Widder, welcher schon bei einem Betriebsgefälle von 0,5 m und einer Wassermenge von $^1/_{20}$ sl anwendbar ist. Er wird in der Brunnenstube aufgestellt und fördert einen Teil der Triebwassermenge in die Höhe. Der Wirkungsgrad ist nach Eytelwein

$$\eta = 1{,}12 - 0{,}2 \sqrt{\frac{H}{h}},$$

wo h das Betriebsgefälle und H die Förderhöhe in Metern bedeutet. Bezeichnet man mit Q und q die Mengen des Betriebswassers und des gehobenen Wassers, so ist

$$q = \eta Q \frac{h}{H}.$$

Die Widder werden für Triebwassermengen $Q = {}^1/_{20}$ bis 10 sl verwendet. Die Triebrohrleitung muß eine gewisse Mindestlänge erhalten, und zwar $L = H + 0{,}3 \frac{H}{h}$ in m. Der Durchmesser des Triebrohres ist so zu wählen, daß die Geschwindigkeit des Wassers 0,25 bis 0,50 m beträgt, und das Förderrohr wird etwa halb so weit als das Triebrohr gemacht. Die Förderhöhe kann das 30fache der Triebhöhe betragen, jedoch ist der Wirkungsgrad am größten, wenn $\frac{H}{h}$ zwischen 2 und 8 liegt, und er steigt alsdann bei guter Ausführung bis 75 vH. Bei sehr veränderlicher Wassermenge werden zwei Widder von verschiedener Größe aufgestellt, eine Anpassung an die Wassermenge ist auch durch Änderung am Ventilhub ausführbar.

Eine in Württemberg ausgeführte Anlage kostete einschließlich der 335 m langen Druckleitung, eines 10 cbm enthaltenden Behälters und der 270 m langen Hofleitung 2800 ℳ und förderte 13,1 cbm täglich 45 m hoch, was einer Nutzleistung von

$$\frac{13{,}1 \cdot 45 \cdot 1000}{75 \cdot 86400} = \frac{1}{11}$$

Pferdekraft und einer für etwa 220 Einwohner ausreichenden Wasserversorgung entspricht. Die Wassermenge der Quelle war = 1,7 sl und das Triebwassergefälle = 5,5 m.

Auch die Wassersäulenpumpe leistet vorzügliche Dienste für kleine Versorgungsanlagen, jedoch erfordert sie mindestens 6 m Betriebsgefälle. Sie wird für Betriebswassermengen von $^1/_3$ bis 30 sl verwendet, die Förderhöhe ist fast unbeschränkt (etwa bis 250 m) und der Wirkungsgrad $\eta = 0{,}60$ bis 0,85. Die Wassersäulenpumpe bedarf ebenso wie der hydraulische Widder keiner beständigen Aufsicht, sondern es genügt eine einmalige tägliche Reinigung und Einstellung.

Die ganzen Anlagekosten einer größeren Wasserversorgung sind für den Kopf der städtischen Einwohnerschaft auf durchschnittlich 18 bis 24 ℳ zu schätzen, unter besonders günstigen Verhältnissen betragen sie nur 12 bis 15 ℳ, unter ungünstigen Verhältnissen aber 40 bis 60 ℳ. Die künstliche Versorgung von Landgemeinden dürfte durchschnittlich etwas höhere Einheitssätze erfordern. Die Selbstkosten des Wassers solcher städtischen Versorgungen, bei welchen das Wasser künstlich gehoben wird, liegen in den meisten Fällen zwischen 5 und 10 Pf. für 1 cbm.

Zehnter Abschnitt.

Wasserstraßen.

71. Flößerei. Einen wichtigen Zweig des Güterverkehrs auf den Flüssen bildet die Flößerei. Das aus Baumstämmen oder Brettern gebildete Floß treibt mit dem fließenden Wasser stromab, kann deshalb nur für die Talfahrt verwendet werden und wird, wenn es den Endpunkt erreicht hat, auseinandergenommen und verkauft. Die Einrichtung der Flöße richtet sich nach der Beschaffenheit der Gewässer, und die zulässigen Abmessungen werden gewöhnlich durch Verordnungen festgesetzt. Die meisten Flöße bestehen aus einer Anzahl von Tafeln, welche gelenkartig aneinandergereiht werden; die Balken oder Bretter jeder Tafel sind unter sich fest verbunden. Für Bretterflöße reicht eine Wassertiefe von 0,25 m allenfalls aus, und bei 0,50 m Tiefe kann die Flößerei bequem betrieben werden. Früher war es gebräuchlich, Güter auf den Flößen zu befördern, das kommt indessen nur noch in geringem Umfange vor, die Abmessungen der Flöße sind auch nach Breite und Eintauchungstiefe kleiner geworden.

Recht schwierig ist das Lenken, Bremsen und Anhalten der Flöße, ihre Führung darf deshalb nur den geschicktesten Steuerleuten, welche das Fahrwasser sowie die Stärke und Richtung der Strömung an allen Stellen genau kennen, anvertraut werden. In voller Fahrt lenkt man die Flöße dadurch, daß an ihren vorderen und hinteren Enden eine Anzahl Streichruder quer gegen den Strom geschlagen werden. Auch durch Anker, die man nachschleppen läßt und deren Taue hinten an der rechten oder der linken Seite befestigt werden, läßt sich dem Floße eine etwas schräge Stellung geben, so daß der Strom es nach der einen oder der anderen Seite treibt. Das Anhalten kann bei der Größe der bewegten Masse nur langsam erfolgen; man muß durch Auswerfen von Ankern, die beim Nachschleppen den Grund durchwühlen, die Bewegung nach und nach vermindern. Ist das Floß zum Stillstand gekommen, so wird es durch Schrickbäume derartig festgelegt, daß es durch

Wind und Strömung nicht vertrieben werden kann. Neuerdings hat man auf einigen Kanälen und kanalisierten Flußstrecken mit gutem Erfolge Dampfschiffe zur Beförderung von Flößen benutzt, z. B. auf der Moldau. Auf dem Mississippi werden die Flöße durch Hinterraddampfer geschoben.

Unter den baulichen Anlagen für die Flößerei sind die Floßdurchlässe, welche bei den Stauwerken zur Überwindung des Gefälles angelegt werden müssen, am wichtigsten. Der Durchlaß, an den sich zur angemessenen Verteilung des Gefälles meist eine längere Rinne (oder Gasse) schließt, ist so zu legen, daß er bequem durchfahren werden kann und die Flöße unterhalb ihre Richtung gar nicht oder nur wenig zu ändern brauchen. Die oft mit einem hölzernen Boden versehene und in den Seitenwänden verkleidete Rinne muß bis zum niedrigsten Unterwasserstande reichen, ihre Steigung richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen und der verfügbaren Wassermenge und liegt in der Regel zwischen 1 : 10 und 1 : 30. Das Wasser durchfließt die geöffnete Rinne mit zunehmender Geschwindigkeit; da hiermit eine Verminderung des Wasserquerschnitts verbunden ist, gibt man der Rinne bisweilen oben eine größere Breite als unten, um einer zu starken Abnahme der Wassertiefe vorzubeugen. Die gebräuchlichste Verschlußvorrichtung besteht in einer Schütztafel, welche durch eine Kettenhaspel gehoben wird; es kommen aber auch andere Verschlüsse, z. B. durch Nadelwehre, vor. In kleinen Flüssen, welche nicht viel breiter als der Floßdurchlaß sind und deren Stauhöhe nicht mehr als etwa 1,5 m beträgt, kann die geneigte Rinne fortgelassen werden. In solchem Falle senkt sich bei geöffnetem Durchlaß das Oberwasser und das Unterwasser steigt, so daß das Gefälle bald bis auf die Hälfte und darüber vermindert wird. Derartige Bauwerke werden gewöhnlich Stauschleusen genannt und dienen in einzelnen Fällen auch zum Durchlassen von Schiffen. Die Stauschleusen sind älter als die Kammerschleusen und kommen nur noch selten zur Anwendung, weil sie den Verkehrsansprüchen nur unvollkommen entsprechen. Beispielsweise wird der als Trommelwehr mit 10 m weiter Klappe ohne geneigte Rinne erbaute Floßdurchlaß an der Charlottenburger Stauanlage nur noch selten und bei Stauhöhen über 0,5 m gar nicht benutzt, da die bei niedergelegter Klappe des Trommelwehrs in der Öffnung entstehende starke Strömung die durchfahrenden Flöße in Unordnung bringen würde. Die Floßtafeln könnten jedenfalls nur einzeln durchgeschleust werden, was wegen der Auseinanderteilung und Wiederzusammensetzung der Flöße zeitraubend und verkehrsstörend sein würde. Die Floßdurchlässe auf den Staustufen des kanalisierten

Main haben 12 m Lichtweite und eine Gasse mit der geringen Neigung von 1 : 200 erhalten.

In manchen Gegenden ist noch das Triften oder die wilde Flößerei in Gebrauch. Das Verfahren besteht darin, daß man das Holz, meistens Brennholz, in einzelnen kurzen Stücken im Wasser abwärts treiben (triften) läßt. Trotz seiner Einfachheit kommt dieses Verfahren nur noch selten vor. Der Grund liegt in der Vervollkommnung der sonstigen Beförderungsmittel; das Triften erfordert mancherlei bauliche Vorkehrungen, als Leitrechen zur Führung und Fangrechen zum Auffangen des Triftholzes. Bisweilen bringt man das Triften in Verbindung mit der Errichtung einer Klause zur Anwendung. Die Klause ist eine einfache Stauvorrichtung und besteht aus einem Erddamme oder einer aus Holz und Steinen hergestellten Abdämmung im Bache. Sie erhält eine durch Dammbalken verschließbare Öffnung; die Balken lehnen sich an einen Drehständer. Wenn das zu triftende Holz auf dem Talboden angesammelt ist, wird die Abflußöffnung geschlossen, und es bildet sich oberhalb der Abdämmung ein See, in welchem die Holzscheite schwimmen. Man beseitigt dann möglichst rasch den Abschluß und läßt das Wasser abfließen.

In ähnlicher Weise werden auf einigen Flüssen auch Schiffe befördert, indem das Wasser durch bewegliche Wehre mit geeigneten Öffnungen zeitweise angestaut und dann abgelassen wird. Die angesammelten Schiffe durchfahren die Stauschleuse und gelangen mit der Schwellung bis zur nächsten Stauschleuse abwärts, durch welche sie demnächst auf gleiche Art weiterbefördert werden. Die Schiffahrt auf Schwellungen wurde früher u. a. auf der Stecknitz und Delvenau lebhaft betrieben: ein Kanal — der Vorläufer des 1900 eröffneten Elbe-Trave-Kanals — verband beide Flüsse, und die Wasserstraße führte als sogenannte Stecknitzfahrt unter Überschreitung der Wasserscheide von Lübeck nach der Elbe bei Lauenburg, wobei 13 Stauschleusen mit Gefällen bis zu 2 m vorkamen. Auch auf der Yonne fand eine lebhafte Schiffahrt auf Schwellungen statt, gegenwärtig hat sie aber nur noch geschichtliche Bedeutung. Die Schiffahrt auf Schwellungen zwischen Stauschleusen kann eigentlich nur dann Vorteile bieten, wenn die Schiffe stromabwärts beladen fahren, aufwärts aber leer. In der Weise wird noch gegenwärtig auf der Alster bei Hamburg in beschränktem Maße Stauschiffahrt geübt.

72. Binnenschiffahrt. Die Flüsse und das Meer bildeten in allen Ländern die ersten Verkehrswege, denn sie waren von der Natur geschaffen. An den Flüssen finden wir deshalb auch die frühesten menschlichen Ansiedlungen. Die Straße war vorhanden,

es bedurfte nur des Fahrzeuges, um Güter zu befördern, und der Wind leistete in vielen Fällen die bewegende Kraft. An die Beschaffenheit der Wasserstraßen sind anfangs nur bescheidene Anforderungen gestellt worden, denn die Masse der auszutauschenden Güter war nicht groß, und ein Fluß leistet, auch wenn er nur mit Boten befahren werden kann, noch immer bessere Dienste als der Saumpfad und der vielfach unfahrbare Landweg, auf welchem 6 bis 8 Ochsen vor einem Karren gespannt werden müssen.

Künstliche Verkehrswege in einem dünnbevölkerten neuen Lande anzulegen, ist für die Bewohner außerordentlich schwierig und ohne Hülfe von außen, wie sie z. B. in den Kolonien von dem Mutterlande geleistet wird, nur langsam ausführbar. Die zu machenden Aufwendungen stehen selbst da in einem ungünstigen Verhältnis zu den unmittelbaren Vorteilen, wo nach der Schaffung des Weges eine schnelle Zunahme der Verkehrsmenge zu erwarten steht. Es fehlen die Kapitalien und überhaupt die Beziehungen zu den werbenden Kräften einer starken Kaufmannschaft. Deshalb waren die künstlichen Verkehrswege in der Regel erst Ergebnisse des an den natürlichen, also an den Wasserstraßen entstandenen Kulturlebens.

Mit der Ausbreitung der Kultur wachsen die Anforderungen an die Verkehrsanstalten. Wenn auch die Menge der zu befördernden Güter noch immer gering bleibt, so wächst doch in dem Wettbewerb mit anderen Wirtschaftsgebieten das Bedürfnis nach Verbilligung der Frachtkosten. Das erfordert die Verbesserung der vorhandenen und die Schaffung von neuen Verkehrswegen. Die künstliche Verbesserung der Schiffahrt eines Flusses ist aber schwierig und kostspielig, ebenso die Herstellung einer künstlichen Wasserstraße. Daraus erklärt es sich, daß gegenwärtig bei der Besiedlung neuer Länder sich zunächst die Eisenbahnen den natürlichen Wasserstraßen zugesellen. Die künstlichen Wasserstraßen folgen erst später, wenn die Eisenbahnen ihre Wirkungen eine Zeitlang ausgeübt haben und die Menge der zu befördernden Güter sehr groß geworden ist. Die durch das Kreditwesen der Gegenwart erleichterte Herstellung von einfach eingerichteten Schienenwegen (Kleinbahnen) hat sich als ein gewaltiges Mittel zur Aufschließung und Besiedlung neuer Länder erwiesen. Auch in dicht bevölkerten Kulturländern wie Deutschland zeigt es sich, daß das Netz der Schienenwege immer dichter wird und daß die Verästelung des Verkehrs sich auf diesen leichter vollzieht als auf den Wasserstraßen. Diese können den Wettbewerb mit den Eisenbahnen nur noch dort bestehen, wo ein Massenverkehr zu bewältigen ist, denn der Unterschied zwischen Wasserstraßen und

Landstraßen, der früher bei Beurteilung der Frachtkosten in Betracht zu ziehen war, ist sehr viel größer als der jetzt allein noch maßgebliche Unterschied zwischen Wasserstraßen und Eisenbahnen. Zahlreiche kleine Flüsse, wie z. B. die Ruhr, die Lahn, haben ihre frühere Bedeutung als Verkehrswege verloren. Der vor 70 Jahren erbaute Ludwigskanal, der die Wasserverbindung zwischen dem Main und der Donau herstellt, ist verödet, weil er bei seinen geringen Abmessungen einen Massenverkehr nicht mit Vorteil zu bewältigen vermag. In England und Amerika sind viele Schiffahrtskanäle ganz eingegangen. Anderseits wurden auf manchen, für einen großen Schiffahrtsbetrieb geeigneten Strömen und Schiffahrtskanälen mehr Güter als auf den verkehrsreichsten Eisenbahnen befördert. Aber auch hier ist die allgemeine Bedeutung der Wasserstraßen für die Verkehrsverhältnisse ganzer Länder seit der Entwicklung der Eisenbahnen geringer geworden, wenn auch ihre örtliche Bedeutung für die anliegenden Handels- und Industrieplätze noch immer sehr groß ist. Für Neuyork wird beispielsweise der Eriekanal nach der jetzt in der Ausführung begriffenen wesentlichen Erweiterung sehr segensreich wirken, weil selbst die zahlreichen Eisenbahnen nicht imstande sind, die im Westen bereitliegenden Getreidemengen zu befördern.

Die Binnenschiffahrt findet statt auf schiffbaren Flüssen, auf kanalisierten Flußstrecken, auf Seen und Schiffahrtskanälen. Auf den Flüssen kommt neben der Talfahrt, bei welcher das Schiff sich mit der Strömung abwärts bewegt, die gegen die Strömung gerichtete Bergfahrt in Betracht. Die Bergfahrt bereitete früher größere Schwierigkeiten als in der Gegenwart, wo man sich immer mehr der Schleppdampfer bedient. Durch deren Verwendung hat auch die Schiffahrt auf Seen und seeartigen Flußstrecken, wo man früher auf günstigen Segelwind angewiesen war, an Schnelligkeit und Regelmäßigkeit sehr gewonnen. Vorteile des freien Stromes sind die Leichtigkeit der Talfahrt und der durch Schleusungen nicht unterbrochene Betrieb. Nachteilig ist dagegen der häufige Wechsel des Wasserstandes; die Schiffe können in vielen Fällen bei Niedrigwasser nicht mit voller Ladung fahren, und bei sehr hohen Anschwellungen muß der Betrieb ganz eingestellt werden. Die Unterbrechungen bei Hochwasser treten auch auf kanalisierten Flüssen ein, d. h. auf Flüssen, deren Niedrigwasserstand durch die Aufrichtung beweglicher Wehre gehoben wird. Die Fortschritte im Eisenbau haben die Herstellung von beweglichen Wehren sehr erleichtert, so daß Flußkanalisierung unter Anwendung von Nadel-, Klappen-, Schützen-, Trommel- oder Walzenwehren immer mehr ausgeführt werden. Damit die Schiffe die Gefälle an den Wehr-

stellen überwinden können, sind neben den Wehren Schiffsschleusen zu erbauen. Bei wachsender Abflußmenge werden die Wehre zunächst teilweise geöffnet, so daß bei steigendem Unterwasserstande der gestaute Oberwasserstand unverändert bleibt. Nimmt die Abflußmenge ferner zu, so werden die Wehre ganz niedergelegt; die Schiffe brauchen alsdann nicht mehr durchgeschleust zu werden.

Die Lastschiffe wurden in früherer Zeit vielfach nur zu einer Talfahrt benutzt, am Bestimmungsort verkauft und meistens zu anderweitiger Ausnutzung der zum Bau verwendeten Hölzer zerschlagen. Neuerdings sind die Kähne größer geworden, sie sind kostspieliger in der Anschaffung, und infolge der Regelung der Flüsse sowie wegen der Möglichkeit eines Schleppbetriebes ist die Bergfahrt erleichtert worden; deshalb kommen nur noch selten Schiffe vor, die nach einer Talfahrt preisgegeben werden. Die mit flachem Boden und lotrechten, einander parallelen Seitenwänden versehenen Kähne werden wohl noch aus Holz erbaut, der Eisenbau herrscht aber vor, namentlich bei den großen Kähnen.

Eiserne Kähne besitzen einen besseren Längsverband, sind steifer und biegen sich weniger durch; sie sind auch dauerhafter als Holzkähne. Ferner ist die für die Bewegung eines Holzschiffes aufzuwendende Zugkraft nahezu doppelt so groß als die für die Bewegung eines eisernen Schiffes von derselben Tragfähigkeit erforderliche Kraft. Mit Rücksicht auf den größeren Widerstand gegen die Fortbewegung ist auch die an der Elbe noch vorkommende Verwendung eiserner Schiffe mit hölzernem Boden unzweckmäßig.[1]) Der hölzerne Boden sollte bei Kanalschiffen niemals, bei Flußschiffen nur dort verwendet werden, wo Steine und Gerölle vorkommen, die eine Beschädigung des eisernen Bodens befürchten lassen.

Einen Nachteil bietet die Binnenschiffahrt der Eisenbahn gegenüber durch die winterlichen Eissperren, und zwar dauert die Behinderung durch Eisstand auf den Seen und Kanälen länger als auf Flüssen. Die oft gehörte Behauptung, daß die Eisenbahnen in den Zeiten stärksten Verkehrs doch die Güterförderung allein ausführen müßten, ist indessen nicht richtig, denn der stärkste Güterverkehr fällt nicht in die Monate Dezember bis Februar, die in Mitteleuropa die Eissperren bringen, sondern in die vorhergehenden Herbstmonate. In diesen pflegt auch der Mangel an Eisenbahnwagen am merklichsten zu sein. Wichtig ist, daß die Kähne in

---

[1]) Suppán, Normal-Binnenschifftyp, Schriften des Deutsch-Österreichisch-Ungarischen Verbandes für Binnenschiffahrt. Nr. XXXIX, 1898.

unbeladenem Zustande einen möglichst geringen Tiefgang haben, daß sie leicht zu steuern und im Wasser fortzubewegen und möglichst billig sind. Der Leertiefgang beträgt auch bei den größten Lastkähnen nicht über 0,35 m, gewöhnlich nur 0,25 bis 0,30 m, und die Tauchtiefe nimmt wegen der annähernd kastenförmigen Form der Fahrzeuge ungefähr gleichmäßig mit der Ladung zu. Man kann diese daher nach der Tauchtiefe einschätzen, wenn der Leertiefgang und die Tragfähigkeit bei der größten zulässigen Eintauchungstiefe festgestellt ist. Die Abmessungen der Fahrzeuge pflegen mit jeder Verbesserung der Wasserstraße zu wachsen.

Die größten Rheinkähne sind 88 m lang, 12 m breit und vermögen bei 2,3 m Tauchtiefe 2300 t zu laden. Die neuesten, außergewöhnlich großen Elbkähne sind 79,3 m lang, 11,7 m breit und haben leer einen Tiefgang von 0,44 m. Bei voller Ladung kann ein solcher Kahn 1130 t fassen; er geht dann aber 1,92 m tief und kann so nur bei besonders günstigen Wasserständen fahren. Auf den Binnenschiffahrtskanälen und auf kanalisierten Flüssen sind die Schiffsabmessungen durch die Länge, die Breite und die Wassertiefe der Schleusen bedingt. Bei den neueren deutschen Kanälen erhalten die Schleusen 8,6 m Breite und 3 m Wassertiefe. Die Länge der Schleusen richtet sich danach, ob sie nur einzelne Schiffe oder ganze Schleppzüge aufnehmen sollen, im ersteren Falle ist die nutzbare Länge der Schleuse 67 m. Der Kanal selbst erhält zunächst in der Regel nur eine Tiefe von 2,5 m, die spätere Vertiefung auf 3 m wird vorbehalten. Bei 2,5 m Kanaltiefe können auf den Kanälen Schiffe von 600 t Tragfähigkeit verkehren, wenn man keine größere Tauchtiefe als 1,75 m zugestehen will, um den Schiffswiderstand nicht zu sehr wachsen zu lassen. Bei geringerer Fahrgeschwindigkeit als 5 km/Stunde können auch Schiffe von etwas größerem Tiefgang verkehren, die dementsprechend bis zu 900 t laden können. Nachdem der Kanal auf 3 m vertieft worden ist, kann die Tragfähigkeit der Schiffe allgemein gesteigert werden.

Der Schiffswiderstand, d. h. der Widerstand, der überwunden werden muß, wenn ein Schiff mit einer bestimmten Geschwindigkeit in einem Kanal vorwärts bewegt werden soll, richtet sich hauptsächlich nach der Geschwindigkeit der Bewegung, dem eingetauchten Schiffsquerschnitt F und dem Verhältnis

$$n = \frac{\text{Wasserquerschnitt}}{F}.$$

Von Bellingrath ist die Formel aufgestellt worden

$$(101) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad W = k F (v \mp c)^2 \left(\frac{n}{n-1}\right)^2,$$

worin

v die Geschwindigkeit des Schiffes } in m
c „ „ „ Wassers }

und W den Schiffswiderstand in kg bedeutet.

In stromlosem Wasser ist $c = 0$, bei fließendem Wasser gilt $-c$ für die Talfahrt, $+c$ für die Bergfahrt.

Der Beiwert k liegt bei Flußschiffen im allgemeinen zwischen 12 und 18, bei den nach französischer Art mit nur mangelhafter Zuschärfung gebauten Kanalschiffen zwischen 20 und 30, während bei guten Flußdampfern $k = 8$ bis 10 gesetzt werden kann.

Die vorstehende Formel gewährt nur eine rohe Annäherung an die wirklichen Verhältnisse. Sie schließt sich an die Formel

(102) . . . . . . $W = kF(v \mp c)^2$

für den Widerstand, den Schiffe in unbegrenztem Wasser, also in der See, angenähert auch in großen Flußquerschnitten, finden.

Genauere Untersuchungen zeigen, daß der Widerstand, der bei der Bewegung eines Schiffes zu überwinden ist, keineswegs so einfacher Natur ist, daß er sich durch derartige Formeln allgemein berechnen ließe. Es ist zwischen dem Oberflächenwiderstand, der durch die Reibung zwischen den Wasserfäden und der Außenfläche des Schiffskörpers entsteht, und dem Formwiderstand zu unterscheiden; dieser wird durch die Wasserverdrängung hervorgerufen, die die Bewegungen des Schiffes mit sich bringen. Von dem Formwiderstand wird mitunter noch der Widerstand der Wellenbildung unterschieden, der durch die am Buge des Schiffes sich bildenden Wellen und durch die Wirbel im Achterwasser verursacht wird.

Da die wissenschaftliche Behandlung dieser Widerstände und die Ergebnisse der angestellten Versuche noch nicht gestatten, einfache, für alle Verhältnisse geltende Formeln aufzustellen, müssen die verschiedenen, dieses Gebiet betreffenden Untersuchungen eingehend zu Rate gezogen werden, wenn es sich darum handelt, für einen bestimmten Fall ein Urteil über die zu erwartenden Widerstände zu gewinnen.[1]) Mit der durch die Bewegung des Schiffes hervorgerufenen Wasserverdrängung ist ein Einsinken des Schiffes verbunden, das um so stärker ist, je schneller das Schiff bewegt wird. Die Einsenkung wird dadurch hervorgerufen, daß dem Wellenberge, den die Bugwelle vor dem Schiffe bildet, an den Seiten des Schiffes ein Wellental folgt. Sehr deutlich zu erkennen ist dieses Wellental, wenn das Schiff im begrenzten

[1]) Neben dem Handbuch der Ingenieur-Wissensch., III. Teil, Bd. 5, Binnenschiffahrt usw., Leipzig 1906, gibt auch Suppán, Wasserstraßen und Binnenschiffahrt, Berlin 1902, eine gute Übersicht über die einschlagenden Arbeiten.

Wasser eines Kanals fährt. Von der Bugwelle fließt das Wasser der Bewegungsrichtung des Schiffes entgegen. Dieses Fließen erfolgt neben der Schiffsmitte mit der größten Geschwindigkeit, setzt sich hinter dem Schiff noch mit verminderter Geschwindigkeit fort und veranlaßt hier die Bildung der Achterwirbel.

Die Versuche über den Schiffswiderstand sind zum Teil im großen in Flüssen und Kanälen angestellt, zum Teil in Versuchsbecken unter Benutzung von Modellen. Von den Versuchen im großen sind besonders zu erwähnen die von de Mas an der Seine und im Kanal von Burgund angestellten Versuche,[1]) die erkennen ließen, daß der Widerstand nicht im einfachen Verhältnis mit der Fläche des größten eingetauchten Querschnitts wächst. Das k der Formeln 101 und 102 ist daher nicht unveränderlich, sondern sein Wert nimmt ab, wenn unter übrigens gleichen Umständen die Tauchtiefe zunimmt. Ebenso fand de Mas, daß der Widerstand bei wachsender Geschwindigkeit in stärkerem Maße als mit dem Quadrat der Geschwindigkeit zunimmt. Den Reibungswiderstand fand de Mas zu etwa $^1/_3$ des gesamten Widerstandes. Die Versuche betreffen im übrigen den Einfluß, den die verschiedenen, in der französischen Binnenschiffahrt gebräuchlichen Schiffsformen auf die Größe des Widerstandes ausüben.

Suppán berichtet (a. a. O. S. 362) über die von der Ersten Donau-Dampfschiffahrtsgesellschaft im Jahre 1895 auf der Donau angestellten Schleppversuche. Der Anteil des Reibungswiderstandes wurde hierbei weit größer, als de Mas ihn bestimmte, gefunden. Die Versuche an der Donau ergaben 2,25 als besten Wert für den Exponenten von v, so daß bei ruhendem Wasser

$$W = \psi\, v^{2{,}25}$$

würde. Der Wert ψ wurde beispielsweise für Schleppschiffe von 350 t Tragfähigkeit gefunden zu

2,90	bei	1,80	m	Tauchung	des	Schiffes
2,50	„	1,40	„	„	„	„
2,09	„	1,00	„	„	„	„
1,80	„	0,40	„	„	„	„

Sehr eingehend behandelt Haack in einer 1900 in Berlin bei Asher & Co. herausgegebenen Denkschrift, Schiffswiderstand und Schiffsbetrieb, die unter seiner Leitung am Dortmund-Ems-Kanal ausgeführten Versuchsfahrten. Die Denkschrift bringt die sämtlichen photographischen Aufnahmen, die während der Ver-

[1]) Recherches expérimentales sur le matériel de la batellerie. Paris 1891 bis 1897.

suche erfolgt sind und bildet deshalb ein wichtiges Studien material.[1])

Anstalten für Modellversuche auf dem Gebiete des Wasserbaues und der Schiffahrt sind jetzt im Inlande wie im Auslande vorhanden. Deutschland besitzt solche Anstalten in Dresden, Charlottenburg, Bremerhaven und Karlsruhe. Engels hat über die in Dresden angestellten Versuche im Jahrgang 1898 der Zeitschrift für Bauwesen ausführlich berichtet und dabei auch auf eine Verbesserung hingewiesen, die mit Rücksicht auf die Reibung an den gebräuchlichen Formeln für den Vergleich der Ergebnisse der im großen und der im Modell angestellten Versuche anzubringen ist. Wenn W den im großen bei der Schiffsgeschwindigkeit V und w den im Modell bei der Geschwindigkeit v bestimmten Widerstand bezeichnen und die Modelle in der Verkleinerung $\alpha : 1$ ausgeführt sind, so ist v mit der Geschwindigkeit $V = v\sqrt{\alpha}$ zu vergleichen, und es ergibt sich dann ohne Rücksicht auf die Reibung

$$W = w\,\alpha^3.$$

Engels hat u. a. den Einfluß untersucht, den der Wert n der Gleichung 101, d. h. das Verhältnis des Querschnitts des vom Wasser erfüllten Teiles des Kanals, zu dem größten Querschnitt des untergetauchten Teiles des Schiffskörpers auf den Schiffswiderstand hat, und dabei bestätigt, daß der Widerstand sehr stark zunimmt, sobald n kleiner als 5 wird.

Obschon die Formel 101 nach dem vorstehenden die Größe des Widerstandes W nicht in allgemein zutreffender Weise angibt, so läßt sie doch den großen Einfluß erkennen, den die Schiffsgeschwindigkeit auf die Zugkraft ausübt.

Beispiel 1. Es sei gegeben der Wasserquerschnitt eines Kanals = 40 qm; die Ladung eines Kahns von 8 m Breite und 55 m Länge sei bei den Eintauchungstiefen von 1,6 und 1,0 m gleich 400 bezw. 200 t, die Geschwindigkeit $v = 0{,}75$ m in der Sekunde und der Beiwert $k = 15$. Wir erhalten dann für 1,6 m Tauchtiefe

$$F = 8{,}0 \cdot 1{,}6 = 12{,}8 \text{ qm und } n = \frac{40}{12{,}8} = 3{,}12$$

$$W = 15 \cdot 12{,}8 \cdot 0{,}75^2 \cdot \left(\frac{3{,}12}{2{,}12}\right)^2 = 232 \text{ kg},$$

nnd auf 1 t Ladung entfällt eine Zugkraft

$$w = \frac{232}{400} = 0{,}58 \text{ kg}.$$

Da die nutzbare Zugkraft eines Treidelpferdes bei 0,75 m Geschwindigkeit wegen der schrägen Zugrichtung höchstens gleich 60 kg angenommen werden kann, so sind zum Treideln 4 Pferde erforderlich.

---

[1]) S. a. Zeitschr. f. Binnensch. 1900, S. 282 und Zentralbl. der Bauverw. 1900, S. 396 sowie die Veröffentlichung von Haak über die Einsenkung der Schiffe usw. in Nr. 1 der neuen Folge der Schriften des Deutsch-Österr.-Ungar. Verbandes für Binnensch., Berlin 1901.

Für 1,0 m Tauchtiefe ist

$$F = 8{,}0 \text{ qm und } n = \frac{40}{8} = 5$$

$$W = 15 \cdot 8{,}0 \cdot 0{,}75^2 \left(\frac{5}{4}\right)^2 = 106 \text{ kg},$$

mithin genügen 2 Pferde, und es ist

$$w = \frac{106}{200} = 0{,}53 \text{ kg}.$$

Beispiel 2. Für einen sogenannten Oderkahn sei die Breite $= 4{,}6$ m und die Ladung bei 1,40 m Tauchtiefe $= 150$ t, der Kanalquerschnitt wiederum $= 40$ qm, $k = 15$ und $v = 0{,}75$ m. Alsdann ist

$$F = 4{,}6 \cdot 1{,}4 = 6{,}44 \text{ qm und } n = \frac{40}{6{,}44} = 6{,}22$$

$$W = 15 \cdot 6{,}44 \cdot 0{,}75^2 \left(\frac{6{,}22}{5{,}22}\right)^2 = 77 \text{ kg}$$

$$\text{und } w = \frac{77}{150} = 0{,}51 \text{ kg}.$$

Mit 2 Treidelpferden kann eine etwas größere Zuggeschwindigkeit als 0,75 m erzielt werden.

Zum Vergleich sei angeführt, daß die Güterbeförderung auf den Eisenbahnen unter Berücksichtigung der leerlaufenden Wagen durchschnittlich etwa 5 bis 8 kg Zugkraft für 1 t Nutzladung erfordert. Bei der Kanalschiffahrt ist daher eine erheblich geringere Kraftleistung als bei der Güterbeförderung auf den Eisenbahnen aufzuwenden; dieser Unterschied ist aber auf mäßige Schiffsgeschwindigkeiten beschränkt und würde schon bei Geschwindigkeiten von 8 bis 10 km in der Stunde verschwinden, bei noch größerer Geschwindigkeit sich zugunsten der Eisenbahnen stellen.

Da enge Kanalquerschnitte die Widerstände sehr bedeutend steigern, ist es zweckmäßig, den Kanalquerschnitt gleich dem fünf- bis sechsfachen des größten Schiffsquerschnitts zu machen und alle Querschnittsverengungen durch Einbauten zu vermeiden.

Die Beförderung der Schiffe erfolgte früher auf den Kanälen fast ausschließlich und häufig auch bei der Bergfahrt auf Flüssen durch Leinenzug, wozu Menschen oder Pferde verwendet wurden. Der Leinpfad war deshalb ein wichtiger Bestandteil der Binnenwasserstraße.

Gegenwärtig wird vorzugsweise die Dampfkraft angewandt. Bei der Bergfahrt auf Flüssen wird, namentlich wenn das Gefälle stark ist, Ketten- und Seilschiffahrt betrieben, wobei sich der Dampfschlepper an einer im Flußbett versenkten Kette oder an einem solchen Seil stromaufwärts zieht. Ist die Strömung des Wassers gering oder ist das Wasser wie in den meisten Kanälen stromlos, so sind freifahrende Frachtdampfer mit angehängten Kähnen und freifahrende Schleppdampfer vorteilhafter. Die Kette ist für kleinere Flüsse mit scharfen Krümmungen und geringer

Wassertiefe dem Seil vorzuziehen, obschon sie bedeutend teurer ist. Als freifahrende Dampfer werden in tiefem Wasser die Schraubendampfer bevorzugt, während die Raddampfer bei geringer Wassertiefe vorteilhafter sind. Für die Personen-Dampfschiffahrt sind die Raddampfer ihres ruhigeren Ganges wegen angenehmer als Schraubendampfer. Neuerdings kommt für die Kanäle wiederum die Benutzung des Treidelweges in höherem Maße in Betracht. An die Stelle des Zuges durch Menschen oder Pferde würden dabei elektrisch betriebene Lokomotiven treten. Es sind in dieser Weise manche Versuche gemacht, und die nächsten Jahre werden weitere Erfahrungen liefern.

73. Schiffbarkeit der Flüsse. Als schiffbar pflegt man nur solche Flüsse anzusehen, auf welchen ein regelmäßiger Personen- oder Güterverkehr möglich ist. Die Schiffbarkeit ist aber je nach den wirtschaftlichen Verhältnissen des in Betracht kommenden Landes sehr verschieden zu beurteilen. Wo die sonstigen Verkehrsverhältnisse mangelhaft sind, wird die Schiffahrt selbst auf seichten Gewässern noch lohnend sein; nach der Erbauung von Kunststraßen, und namentlich von Eisenbahnen, verlieren solche Wasserstraßen ihren Verkehr aber oft vollständig. Sie hören dann in Wirklichkeit auf, schiffbar zu sein, obschon ihr Zustand sich nicht verschlechtert hat. Hiernach darf es nicht befremden, daß die Anzahl der schiffbaren Flüsse, d. i. solcher Flüsse, auf welchen Schiffahrt betrieben wird, in der Abnahme begriffen ist. Der Kleinschiffahrt geht es ähnlich wie den kleinen Wassermühlen, welche ebenfalls ihre frühere Bedeutung verloren haben.

Unter den Umständen, von denen die Schiffbarkeit eines Flusses abhängt, ist die Wassertiefe am wichtigsten, und zwar die auf den seichten Stellen, den sogenannten Übergängen, gemessene Tiefe der Fahrrinne. Nach dieser Mindesttiefe richtet sich der zulässige Tiefgang der Schiffe. Natürlich muß ein gewisser Spielraum zwischen Schiffsboden und Flußsohle vorhanden sein, in gut geregelten Flüssen ohne Steine, Klippen und sonstige Hindernisse reicht aber schon das Maß von 0,10 m aus.

Die gemessene Wassertiefe kann indessen nicht immer ausgenutzt werden, denn die Fahrrinne muß auch hinreichend breit und frei von scharfen Krümmungen sein. Die Breite muß mindestens für das Begegnen zweier Schiffe ausreichen, und bei einem starken Verkehr auf Flüssen, die mit Segelschiffen, Dampfern, Schleppzügen und Flößen befahren werden, ist eine noch bedeutend größere Breite erforderlich. Eine scharf gekrümmte und zugleich enge Rinne, die von den Schiffen nicht verfolgt werden kann, findet sich in ungeregelten Flüssen sehr häufig, besonders vor den Mün-

dungen von Nebenflüssen, die Sand- und Kiesbänke in das Fahrwasser werfen. Häufig herrscht in derartig engen Rinnen eine starke Strömung, wodurch die Bergfahrt noch weiter erschwert, die Talfahrt aber gefährdet wird. Diese Gefahren werden besonders groß, wenn Felsbänke in den Stromschnellen liegen oder felsige Ufer vortreten.

Bisweilen bereiten nur wenige schlechte Stellen der Schiffahrt Hindernisse, und es ist dann das natürliche Ziel, diese Stellen in einen der Schiffbarkeit der übrigen Strecken entsprechenden Zustand zu bringen. Bei Beobachtung der Regel, zunächst die größten Schiffahrtshindernisse und Mängel des Fahrwassers zu beseitigen, ist der Ausbau der Wasserstraße auf verschiedenen voneinander getrennten Strecken gleichzeitig in Angriff zu nehmen. Dabei ist es sehr wichtig, den erreichbaren Grad der Schiffbarkeit richtig zu beurteilen und an allen Stellen nach einheitlichem Ziel und Plan zu arbeiten.

Das Ziel der Regelung darf nicht zu weit gesteckt werden. Die ersten planmäßigen Verbesserungsarbeiten an einem verwilderten Flusse haben oft großen Erfolg. Durch Schließung von Nebenarmen und Zusammenhaltung des Wassers in einem einheitlichen Stromschlauche, sowie durch Begradigung des Fahrwassers und Forträumung besonderer Schiffahrtshindernisse vergrößert sich der nutzbare Tiefgang der Schiffe in mehrfacher Beziehung. Die Wassertiefe der Fahrrinne wird nicht nur gleichmäßiger und auf den Übergängen größer, sondern sie kann infolge der verbesserten Richtung des Fahrwassers auch mehr ausgenutzt werden; die auf dem Fluß verkehrenden Schiffe können deshalb größer und wegen Verminderung der Gefahren auch leichter und mit geringerem Leergange gebaut werden. Alle diese Wirkungen kommen schnell zur Geltung und bringen eine Zunahme des Verkehrs und die Verbilligung der Frachten mit sich. Ist das eingetreten, so pflegt der frühere Zustand rasch in Vergessenheit zu geraten, und wenn dann die neuen größeren Schiffe bei Niedrigwasser nicht mit voller Ladung fahren können, werden die Anforderungen an die Schiffbarkeit weiter gesteigert, während die Erfolge der späteren Arbeiten trotz vermehrter Aufwendungen immer geringer werden. Da die Wassermenge der Flüsse sich im allgemeinen nicht vergrößern läßt, ist es unmöglich, durch Regelung ein beliebig breites und tiefes Fahrwasser zu schaffen und zu erhalten.

Das wesentliche der Flußregelungen ist bereits im Artikel 49 behandelt worden. Es bleibt daher nur noch hinzuzufügen und zu betonen, daß man dem Strome nicht Gewalt antun darf. Obwohl die Regelungen der schiffbaren Flüsse gewöhnlich im Schiff-

fahrtsinteresse stattfinden, muß doch die Förderung des Wasserabflusses, die Herstellung des besten Gleichgewichtszustandes zwischen dem Flußbett und den darin abzuführenden Wassermengen das oberste Ziel aller Flußregelungen sein.

Den sichersten Anhalt, um die erreichbare Grenze der Schiffbarkeit zu erkennen, bietet die Beobachtung vorhandener regelmäßiger und fertig ausgebildeter Flußstrecken mit durchschnittlichem Gleichgewichtszustande. Die Verhältnisse, die hier von Natur bestehen, können im allgemeinen auf den anderen Flußstrecken durch planmäßige Regelung geschaffen werden. So muß auf Grund sorgfältiger Voruntersuchungen das richtige Verhältnis zwischen der Breite und Wassertiefe des Flusses den natürlichen Vorgängen abgelauscht werden.

Das Wasserspiegelgefälle ist gewöhnlich ungleichmäßig verteilt und am unregelmäßigsten bei Kleinwasser. Durch Ausbau der Querschnitte kann es gleichmäßiger gemacht werden; dabei kommen Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels vor, und jede Regelung hat örtliche Veränderungen zur Folge. Die schlechten Strecken werden dabei verbessert, gleichzeitig erfahren aber oft die von Natur guten Strecken eine Verminderung der Tiefe, weshalb man das Ziel nicht über die in solchen guten Flußstrecken vorhandenen Tiefen hinaus stecken darf.

Die Einschränkung der Breite hat zwar im allgemeinen eine Vergrößerung der Tiefe zur Folge. Wird sie aber zu weit getrieben, so geht der Gleichgewichtszustand verloren, und das Flußbett wird bei hohen Wasserständen aufgewühlt. In den Strecken, welche in der Richtung der Hochwasserströmung liegen, kann sich die größere Tiefe wohl dauernd erhalten, aber die Strecken mit abweichender Hochwasserströmung halten sich nicht dauernd offen, und die Einschränkung kann hier eine bleibende Vertiefung nicht nach sich ziehen, da das Vorkommen von Sandablagerungen kaum zu vermeiden ist.

Die Flußregelungen bezwecken hauptsächlich eine Verbesserung der Schiffbarkeit bei niedrigen Wasserständen. Nichtsdestoweniger muß man einen Fluß zuerst für die Abführung des Hochwassers und des Mittelwassers regeln und kann erst später mit Erfolg an die Regelung für Niedrigwasser denken. Der Grund liegt darin, daß das strömende Wasser an dem Ausbau des Flußbettes und seiner Offenhaltung mitwirken muß.

Wo die Anforderungen der Schiffahrt über das mit einer Regelung des Flusses erreichbare natürliche Ziel hinausgehen, d. h. wo auch zur Niedrigwasserzeit eine Schiffahrt betrieben werden soll, deren Anforderungen bei dem herrschenden Gefälle durch

die verfügbare Wassermenge nicht befriedigt werden können, muß zunächst geprüft werden, ob die Niedrigwassermenge dadurch vermehrt werden kann, daß im oberen Flußgebiet Sammelbecken angelegt werden, in denen das Wasser in Zeiten großer Niederschläge zurückgehalten werden kann (vergl. Art. 15). Nicht überall kann dieser Weg beschritten werden, denn die Aufspeicherung großer Wassermassen fordert das Vorhandensein ausgedehnter muldenförmiger Täler mit undurchlässigem Grund, die sich am unteren Ende leicht durch Staumauer oder Staudamm abschließen lassen. Namentlich die Ansammlung ausreichender Wasservorräte für die Hebung des Wasserstandes im mittleren und unteren Stromlauf würde in den meisten Fällen, sofern sie überhaupt ausführbar ist, unerschwingliche Kosten verursachen. Wollte man beispielsweise in der Elbe bei Torgau den Niedrigwasserstand durch Schaffung von Zuschußwasser so weit heben, daß bei Wiederkehr eines wasserarmen Sommers, wie der von 1904, doch Kähne von 1,2 m Tiefgang verkehren könnten, so müßten dazu mit einem Kostenaufwand von mindestens 175 Millionen Mark etwa 700 Millionen Kubikmeter Wasser aufgespeichert werden. Kann die Regelung einschließlich der Anlage von Sammelbecken die Bedürfnisse nicht befriedigen, so ist die Kanalisierung des Flusses angezeigt, bei der die Wassertiefe zur Zeit des Kleinwassers durch künstlichen Aufstau vergrößert wird.

Dieser Aufstau muß um so stärker sein, je geringer die Abflußmenge des Flusses ist, und er muß aufhören, sobald die mittlere Wassermenge des Flusses erreicht oder überschritten ist, denn die mittleren und höheren Wasserstände des Flusses sollen ja nicht gehoben werden, und sie dürfen in den meisten Fällen auch nicht gehoben werden, weil dadurch die Interessen der Uferanwohner geschädigt werden würden. Es geht hieraus hervor, daß die Regelung des Flusses für Hoch- und Mittelwasserstände neben der Kanalisierung notwendig ist; sie muß dieser vorausgehen. Bei der Kanalisierung kann der nur bei Niedrigwasser in vollem Maße eintretende Aufstau allein durch bewegliche Wehre erfolgen, deren einzelne Teile mit wachsendem Wasser beseitigt werden, bis schließlich bei höheren Wasserständen alle Abflußbeschränkungen fortfallen. Eine sehr weitgehende Regelung des Staues wird durch die Nadelwehre erzielt, bei denen der Abschluß durch Nadeln, d. h. 10—12 cm breite und bis etwa 4,5 m lange Hölzer von nahezu quadratischem Querschnitt, sich unten gegen die feste Wehrsohle, oben gegen eine bewegliche Brücke lehnen, die auf umlegbaren eisernen Böcken ruht. Neben den Nadelwehren sind auch Schützenwehre in Gebrauch, bei denen die Schütztafeln sich ebenfalls gegen umlegbare Böcke lehnen, ferner

Klappen- und Trommelwehre verschiedener Bauart und neuerdings auch Walzenwehre.

Durch die Kanalisierung eines Flusses kann die Schiffahrt zur Niedrigwasserzeit wesentlich gefördert werden. Die Bergfahrt der Schiffe wird erleichtert, da das Gefälle innerhalb der einzelnen Staustufen verringert ist. Dafür wird es aber erschwert, die Schiffe auf der Talfahrt mit dem Strome treiben zu lassen. Aus demselben Grunde wird die Flößerei durch die Kanalisierung sehr erschwert. Da bei höheren Wasserständen die Wehre niedergelegt sind und die Schiffahrt dann auf dem kanalisierten Fluß ebenso wie auf freiem Strom betrieben werden muß, können starke Schleppdampfer für die Bergfahrt nicht entbehrt werden, so daß die Vorteile, die der Bergfahrt während der niedrigen Wasserstände erwachsen, nicht voll zur Geltung kommen. Bedenkt man dabei, daß die bei der Kanalisierung eines Flusses erforderlich werdenden Wehre und Schleusen die Aufwendung hoher Kosten erfordern und den Schiffahrtsbetrieb verlangsamen und verteuern, so wird man sich nur dann dazu entschließen, einen Fluß zu kanalisieren, wenn der Schiffahrt gegenüber dem Betriebe im freien Strom durch die Vergrößerung der Ladefähigkeit der Fahrzeuge große Vorteile erwachsen.

In manchen Fällen ergeben sich aus der Kanalisierung eines Flusses auch Vorteile, die außerhalb des Gebietes der Schiffahrtsbetriebe liegen. So können durch die mit der Kanalisierung verbundene Hebung des Wasserstandes Bewässerungsanlagen ermöglicht werden, und ebenso liefern hohe Staustufen an wasserreichen Flüssen zeitweise bedeutende Wasserkräfte. Es darf dabei indessen nicht übersehen werden, daß bei wachsendem Wasser die Stauhöhe durch teilweise Beseitigung des Wehres immer geringer wird und daß der Stau bei niedergelegtem Wehr völlig verschwindet. Eine Wasserkraftanlage an der Staustufe einer Flußkanalisierung kann also nur in Verbindung mit einer Reserve-Dampfmaschinenanlage dauernd eine bestimmte Nutzarbeit liefern. Dieser Umstand ist bisher der Ausnutzung der Wasserkräfte an den Staustufen von Flüssen, die im Interesse der Schiffahrt kanalisiert worden sind, hinderlich gewesen. Es unterliegt aber keinem Zweifel, daß diese Ausnutzung möglich und in vielen Fällen lohnend sein wird, sobald nur bei der Anlage der Staustufe auf die Ausnutzung der Wasserkraft von vornherein Rücksicht genommen wird.[1])

Geeignet zur Kanalisierung sind vorzugsweise Flußstrecken mit mäßigem Gefälle und tief eingeschnittenem Flußbett. Bei

[1]) S. Prüsmann, Ausnutzung der Wasserkräfte an den Wehren größerer kanalisierter Flüsse, Zeitschr. f. Binnensch. 1902, S. 184.

niedriger Uferlage kann durch die Anstauungen die Vorflut benachteiligt werden. Die landwirtschaftlichen Verhältnisse sind deshalb bei dem Entwurfe einer Kanalisierung sorgfältig zu berücksichtigen. Übrigens ist diese Gefahr deshalb nicht so groß, als bei oberflächlicher Betrachtung vermutet werden könnte, weil die Anstauung nur bei Kleinwasser stattfindet und bei niedergelegten Wehren jede Stauwirkung aufhört. Ferner ist zu erwägen, daß der Wasserstand nicht durchweg, sondern nur oberhalb der Wehre wesentlich gehoben wird. Von der Wehrstelle nach aufwärts verläuft der gestaute Wasserspiegel nach der Staukurve, er nähert sich also dem ungestauten Wasserspiegel, je weiter man flußaufwärts fortschreitet. Um auf der ganzen zu kanalisierenden Flußstrecke die nötige Schiffahrtstiefe zu erhalten, muß dort, wo der Stau der unteren Wehranlage zu gering werden würde, das nächste Wehr ausgeführt werden. Ist der Stau an den einzelnen Wehren groß und die Niedrigwassermenge des Flusses gering, so läßt man bei dem Entwurfe der Staustufen wohl auch den hydrostatischen Stau an die Stelle des hydraulischen Staues treten, d. h. man nimmt an, daß der Wasserspiegel oberhalb eines Wehres bis zum folgenden Wehr wagerecht verläuft. Man rechnet dabei natürlich im Interesse der Schiffahrt sehr sicher; da stets die Niedrigwassermenge des Flusses zum Abfluß gelangen muß, ist ein gewisses Gefälle von einem Wehr zum andern immer vorhanden.

Um das Gefälle bei aufgerichteten Wehren zu überwinden, ist eine Kammerschleuse bei jeder Stauanlage nötig. Bisweilen wird diese in das Flußbett gelegt, gewöhlicher jedoch an einem Ufer oder in Verbindung mit einem Durchstich zur Ausführung gebracht. Die alsdann notwendigen Schleusenkanäle erhalten bisweilen eine beträchtliche Länge und sind zur Umgehung ungünstiger Flußstrecken sehr geeignet.

74. Schiffahrtskanäle. Man unterscheidet nach dem Verkehr Seekanäle und Binnenkanäle, nach dem Gelände und den Höhenverhältnissen Seitenkanäle, Scheitelkanäle und Verbindungskanäle. Die Seitenkanäle stehen häufig in Verbindung mit Flußkanalisierungen und ersetzen dann für eine gewisse Strecke den nur schwierig fahrbar zu machenden Fluß. Die Scheitelkanäle verbinden verschiedene natürliche oder künstliche Wasserstraßen unter Überschreitung einer trennenden Wasserscheide, und Verbindungskanäle werden die gewöhnlich nur kurzen Kanäle zwischen zwei schiffbaren Seen oder Flüssen genannt, wenn sie nur eine Schleusentreppe oder gar keine Gefällstufe haben. Bisweilen soll ein Kanal verschiedenen Zwecken dienen, nämlich neben der Schiffahrt auch noch die Entwässerung oder Bewässerung von Ländereien ver-

mitteln. Es ist jedoch nicht leicht, eine solche Doppelaufgabe befriedigend zu lösen, deshalb hat man bei dem größten Bewässerungskanal der Neuzeit, dem Cavourkanal in Oberitalien, von vorne herein auf Schiffbarkeit verzichtet und andere, für Bewässerung und Schiffahrt angelegte Kanäle werden nur noch zur Bewässerung benutzt.

Bei der Anlage neuer Schiffahrtskanäle ist das Hauptgewicht auf die Schaffung eines schnellen und billigen Güterverkehrs zu legen. Die Herstellungskosten des Kanals kommen nur so weit in Betracht, als ihre Verzinsung und Tilgung zusammen mit den Unterhaltungs- und Betriebskosten, soweit nicht Zuschüsse aus Landesmitteln gegeben werden, von dem Verkehr getragen werden können. Zur Verminderung der Kosten des Schiffahrtsbetriebes sucht man starke Krümmungen zu vermeiden und lange Haltungen zu erzielen, wobei das zu überwindende Gefälle auf wenige Stufen verteilt wird. Ängstliche Rücksicht auf den Umfang der Erdarbeiten ist dabei nicht gerechtfertigt. Der Querschnitt des vom Wasser erfüllten Teiles des Kanals wird gleich dem fünf- bis sechsfachen vom Querschnitt des eingetauchten Teiles des Schiffskörpers gemacht, damit die Schiffsgeschwindigkeit unter Anwendung mechanischer Zugkraft über das bei der früheren Pferdetreidelei übliche Maß hinaus, möglichst bis zu 5 km in der Stunde gesteigert werden kann. Alle den Verkehr belästigenden Einbauten, wie Brückenpfeiler, sind zu vermeiden und die Böschungen derart zu befestigen, daß sie dem Angriff der Wellen, die ein lebhafter Verkehr verursacht, zu widerstehen vermögen.

Wird der Halbmesser der Kanalachse kleiner als das sechsfache der größten Schiffslänge gemacht, so ist eine Querschnittsverbreiterung vorzunehmen, indem die innere Bogenlinie um die doppelte Höhe des Kreisbogens, dessen Sehne gleich der Schiffslänge ist, verschoben wird. Beim Elbe-Trave-Kanal ist der kleinste Halbmesser 600 m.

Neben der Rücksicht auf lange Haltungen ist bei den Scheitelkanälen die Frage der Wasserbeschaffung von hervorragender Wichtigkeit und häufig für die Wahl der Kanallinie maßgebend (vergl. Art. 75). Hat man einen passenden Übergang über die Wasserscheide gefunden, und läßt sich die Scheitelstrecke mit Wasser versorgen, so bereitet der Abstieg in der Regel geringere Schwierigkeiten. Die unteren Haltungen lassen sich gewöhnlich reichlicher mit Wasser versorgen als die oberen, deshalb darf ihr Wasserverbrauch größer sein, und dementsprechend kann auch ein größeres Schleusengefälle gewählt werden. Kurze Kanalhaltungen sind nicht nur wegen des Aufenthaltes, den die Schiffahrt infolge

der vielfachen Schleusungen erfährt, ungünstig, sondern es stellen sich in ihnen auch starke Schwankungen des Wasserspiegels ein, sobald das für die Schleusungen erforderliche Wasser ihnen entnommen oder wieder zugeführt wird; eine Ermäßigung der Schwankungen kann durch eine Vergrößerung der Wasserspiegeloberfläche der Haltung, sei es durch Verbreiterung des Kanals oder durch Anlegung eines Seitenbeckens erreicht werden. Die Wassertiefe der Kanäle ist so zu bemessen, daß der Spielraum zwischen Schiff und Kanalsohle bei Verwendung von Schraubendampfern mindestens 0,60 m beträgt. Eine noch größere Wassertiefe ist in mehrfacher Hinsicht zweckmäßig; einmal wird das Verhältnis zwischen Wasserquerschnitt und eingetauchtem Schiffsquerschnitt vergrößert, dann verlaufen mit dem wachsenden Wasserinhalt des Kanals die durch den Schleusenbetrieb verursachten Spiegelschwankungen unschädlicher, und endlich gewährt die größere Tiefe dem Kanal einen in wasserarmen Zeiten oder bei Störungen in der Wasserzuführung verfügbaren Wasservorrat. Bei langen Scheitelhaltungen kann dieser Vorrat recht erheblich sein. Der wünschenswerte reichliche Wasserquerschnitt des Kanals läßt sich durch Vermehrung der Tiefe im allgemeinen billiger herstellen als durch Querschnittsverbreiterung, und da, wo der Kanal ganz im Auftrag liegt, wird die Ausführung durch eine mäßige Vergrößerung der Tiefe sogar billiger, weil der Bedarf an Auftragmasse vermindert wird. Die Sohlbreite darf in den Kanalstrecken mit vermehrter Wassertiefe entsprechend kleiner sein als bei normaler Tiefe, da infolge der Böschungsneigung in der Höhe des Schiffsbodens die für das Begegnen zweier Fahrzeuge erforderliche Breite doch vorhanden sein kann.

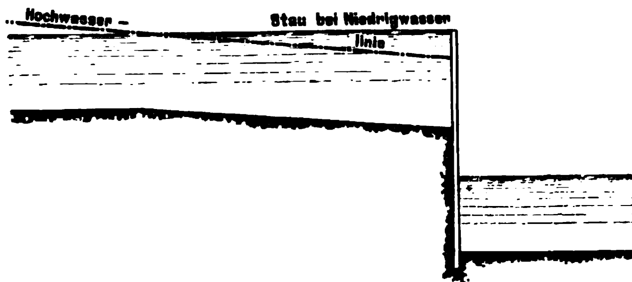
Wo Schiffe anlegen sollen, also an allen Lösch- und Ladeplätzen, sind Verbreiterungen des Kanalquerschnitts erforderlich, ebenso vor den Schleusen, weil hier in verkehrsreichen Zeiten Schiffe warten müssen, ferner an den Kanalmündungen und an allen Stellen, wo Schiffe wenden sollen. Kleine Anlegeplätze lassen sich leicht als Wendeplätze ausbilden.

Das Längsgefälle der Sohle wird bei Kanälen, die nur der Schiffahrt dienen, neuerdings sehr gering angenommen und beträgt oft nur 0,003 auf 1 km, einzelne Strecken liegen auch wagerecht. Früher waren die Sohlengefälle größer, weil die Kanäle während einer Sperrzeit zur Vornahme von Ausbesserungen abgelassen wurden. Wo der Kanal in beschränktem Maße auch der Entwässerung dienen soll, wird das Sohlengefälle in der Regel nach der abzuführenden kleinsten Wassermenge berechnet. Bei größeren Abflußmengen stellt sich dann ein entsprechend größeres Wasser-

spiegelgefälle ein, und einem zu starken Ansteigen des Wassers wird durch Entlastungsanlagen vorgebeugt. Übrigens kann es zweckmäßig sein, den Querschnitt dadurch zu vergrößern, daß man der Sohle eine stärkere Längsneigung gibt, wenn ein Seitenkanal zur Abführung des Hochwassers mitbenutzt werden soll. Aus solchem Anlasse haben einige Kanalhaltungen der Netze-Wasserstraße einen gebrochenen Längenschnitt gemäß Abb. 82 erhalten. Die punktierte Linie bedeutet die Wasserspiegellinie bei Hochwasser.

Das überflüssige Wasser, welches der Kanal zeitweise durch seitliche Zuflüsse erhält, sucht man sobald als möglich zu entfernen. Hierzu dienen Überfälle, Grundablässe und brunnenartige Wasserlöser, mit deren Hilfe der Wasserüberschuß dem nächsten natürlichen Wasserlauf zugeführt wird. Auch Heber und selbsttätige Klappenwehre sind als Entlastungsanlagen zur Anwendung ge-

Abb. 82.



kommen. Häufig empfiehlt es sich, zu kreuzende Seitenbäche gar nicht in den Kanal einzuführen, sondern sie dükerartig unterhalb des Kanals abzuleiten. Mit solchen Dükern lassen sich zweckmäßig die Entlastungsanlagen vereinigen. Auch eine Anlage, um dem Kanal Speisewasser zuzuführen, kann mit einem Düker zur Abführung des überflüssigen Wassers verbunden werden.

Die Erdarbeiten würden am billigsten ausfallen, wenn der Wasserspiegel der Kanalhaltung etwas über der Bodenoberfläche liegt, so daß Abtrag und Auftrag sich ungefähr ausgleichen. Natürlich ist aber eine solche Linienführung für große Längen niemals ausführbar, und der Kanal wird im allgemeinen unterhalb der Schleusen ganz im Abtrag, oberhalb teilweise im Auftrag liegen. Wo das Speisewasser knapp ist, muß man auch nicht allein hohe Aufträge vermeiden, sondern die Kanalhaltung womöglich unter den Grundwasserstand legen. Die über dem Grundwasser liegenden Teile des Kanalbettes sind sorgfältig zu dichten, um die Wasserverluste durch Versickerung einzuschränken. Die sorgfältigste Dichtung

erfordert eine in klüftiges Kalkgebirge oder groben Kies eingeschnittene, über dem Grundwasserstande liegende Kanalstrecke. Hier ist eine Betondecke von 0,15 bis 0,20 m Stärke, welche zum Schutz gegen Beschädigungen durch die Stoßruder der Schiffer eine etwa 0,25 m starke Erdbeschüttung erhält, anzuwenden. Bei Aufträgen, oder wo sonst eine Setzung des Untergrundes zu befürchten ist, wendet man statt des Betons besser einen 0,5 bis 1,0 m starken Tonschlag an. Beim Dortmund-Ems-Kanal ist die Dichtung mit Ton oder Lehmschichten von bestem Erfolg gewesen. Auch die Lehmdichtung wird durch eine Überdeckung aus Sand oder Kies geschützt. In Frankreich hat man eine Art Sandbeton, bestehend aus sandigem, mit Kalkmilch getränktem und lagenweise eingestampftem Boden, zur Dichtung benutzt. Am Oder-Spree-Kanal wurde die Dichtung sandigen Bodens dadurch bewirkt, daß Ton auf Balkenflöße geschafft und unter langsamer Fortbewegung der Flöße durch Beschaufeln mit Wasser in dieses eingeschlämmt wurde. Indem das trübe Wasser einsickert, lagert sich ebenso wie bei den Filtern der Wasserversorgungen eine dünne Dichtungsschicht ab, die schließlich sehr wirksam werden kann. Diese Dichtungsschicht wird aber durch den Kanalverkehr leicht beschädigt, so daß die Methode der Dichtung durch Einschlämmen der Dichtung durch Anbringung eines Tonschlages nicht gleichwertig ist. Ein weiterer Übelstand des Einschlämmens ist, daß der Umgebung des Kanals, bis die Dichtung seines Bettes weit fortgeschritten ist, große Wassermengen zugeführt werden.

Die Ufer bedürfen überall, wo Dampfschiffe verkehren, einer sorgfältigen Befestigung. Auf weichem Boden ist eine 3 bis 5 m breite Berme in Wasserspiegelhöhe, welche mit Schilf (Reth) bepflanzt wird, zu empfehlen. In anderen Fällen wird der obere Teil der Böschungen von etwa 0,60 m über bis 0,80 m unter dem Wasserspiegel durch Steinmaterial oder Betonplatten befestigt. Unterhalb dieser Befestigung wird häufig eine Unterwasserberme angeordnet und darunter eine 3fache Erdböschung ohne künstliche Befestigung für ausreichend erachtet.

Der Landverkehr macht zahlreiche Überbrückungen nötig, und es ist wichtig, diese so einzurichten, daß die Schiffe beim Durchfahren nicht aufgehalten werden. Die früher üblichen einschiffigen Brücken sind ganz unzweckmäßig und große Verkehrshindernisse. Wo bewegliche Brücken mit Rücksicht auf besondere Schiffsgattungen (Haffschiffe mit festen Masten) oder wegen niedriger Lage der zu überführenden Straßen unvermeidlich sind, sind doppelarmige Drehbrücken anzuwenden, die gleichzeitig in beiden Richtungen durchfahren werden können. Den festen Brücken hat man

bei dem Oder-Spree-Kanal einen Mittelpfeiler und zwei Durchfahrten gegeben, während die Brücken des Dortmund-Ems-Kanals und des Elbe-Trave-Kanals, wie auch des Teltow-Kanals die Durchfahrt ohne Beschränkung des Querschnitts frei lassen. Die letzte Anordnung verdient den Vorzug, weil es schwierig ist, die etwas ungelenken und schwachbemannten Kanalschiffe bei seitlichem Winde in glatter Fahrt durch enge Öffnungen zu steuern. Insbesondere die Schleppzüge erleiden bei beschränkter Breite der Brückendurchfahrt eine erhebliche Verzögerung.

Auch eine ausreichende Lichthöhe der Brückendurchfahrt ist ein wichtiges Erfordernis. Das bei dem Oder-Spree-Kanal gewählte Maß von 3,50 m hat sich für die leerfahrenden Schiffe von 300 und mehr Tonnen Tragfähigkeit als zu knapp erwiesen. Wünschenswert ist auf Binnenkanälen eine Lichthöhe von 4 m; bei dem Merwede-Kanal zwischen Amsterdam und dem Rhein sind 6,5 m und bei dem Elbe-Trave-Kanal 4,2 m Lichthöhe gewählt worden.

Die wichtigsten Kanalbauwerke sind diejenigen, welche zur Überwindung der Höhenunterschiede zwischen den verschiedenen Haltungen dienen, nämlich die Kammerschleusen und Schiffshebewerke. Indem hinsichtlich der Einzelheiten dieser Bauwerke auf ein Sonderstudium unter Benutzung der neueren Literatur in technischen Zeitschriften und Handbüchern verwiesen wird, soll in dem nachstehenden nur der bei Benutzung von Schleusen entstehende Wasserverbrauch näher erörtert werden.

75. Wasserbedarf und Speisung der Kanäle. Der Wasserinhalt einer Kanalhaltung vermindert sich, wenn diese keinen Zufluß erhält, durch die Wasserverluste, welche durch Verdunstung, Versickerung und Undichtigkeiten an den Schleusen entstehen. Hinsichtlich der Verdunstung und Versickerung ist im allgemeinen auf die Art. 3 und 4 zu verweisen. Beide Verluste sind am größten bei warmer Witterung, und zwar auch die Versickerung, weil das Grundwasser in den Sommermonaten gewöhnlich am niedrigsten steht und der ausgetrocknete Boden neben dem Kanal diesem Wasser entzieht. Im übrigen hängt die Verdunstung von der Größe der Wasserspiegeloberfläche ab, während die Versickerung durch die Bodenbeschaffenheit und den Höhenabstand zwischen dem Kanalwasserspiegel und dem Grundwasserstande bedingt wird. Bei tief eingeschnittenen Kanälen braucht ein Versickerungsverlust gar nicht in Ansatz gebracht zu werden. Bei Kanälen, deren Spiegel über dem Grundwasserstand liegt, oder die sich gar zum Teil oder ganz im Auftrag befinden, hängt das Maß der Versickerung ganz von der bei der Dichtung des Kanalbettes angewendeten Sorgfalt ab. Ist in dieser Beziehung nichts

versäumt, so kann man wohl mit der Annahme eines täglichen Versickerungsverlustes von 800 cbm auf 1 km Kanallänge auskommen.

In ungünstigen Fällen kann der Verlust auf das Doppelte und Dreifache steigen. Bei dem Seitenkanal, der bei Hüningen den Rhein mit dem Rhein-Rhone-Kanal verbindet, bildet die Speisung aus dem Rhein keine Schwierigkeit. Hier muß in dem groben Kiesuntergrund der Kanalinhalt täglich 35 mal ersetzt werden.

Die Verdunstungshöhe kann an einzelnen Tagen 8 bis 10 mm betragen, jedoch genügt es, sie für die ganze Wasserspiegeloberfläche mit 5 mm täglich anzurechnen. Dies gibt bei 30 m Wasserspiegelbreite täglich

$$30 \cdot 1000 \cdot 0{,}005 = 150 \frac{\text{cbm}}{\text{km}}.$$

Mit Rücksicht auf die Unsicherheit in der Berechnung des oft viel größeren Versickerungsverlustes ist eine genaue Berechnung der Verdunstung meist ohne Wert; man faßt deshalb gewöhnlich die Verluste durch Versickerung und Verdunstung zusammen. Bei dem Entwurfe für den Donau-Oder-Kanal hat man sie mit 1000 cbm täglich für 1 km Kanallänge in Ansatz gebracht, bei dem Entwurf des Rhein-Elbe-Kanals mit 1380 cbm.

Die Undichtigkeiten an den Schleusen verursachen nur für die oberste Haltung einen Verlust, da in den folgenden Haltungen der Abfluß nach unten durch den Zufluß von der oberen Haltung gedeckt wird. Es ist anzunehmen, daß dieser Verlust mit der Größe des Schleusengefälles wächst. Wenn die Tore und Schützen der Schleusen in gutem Zustande sind, kann man diesen Verlust zu 5 l oder 0,005 cbm in der Sekunde für das Meter Schleusengefälle schätzen. Bei einer Scheitelstrecke kommt der Verlust zweimal vor, man müßte also bei einem Schleusengefälle von 4 m einen Tagesverlust von $86400 \times 4 \times 2 \times 0{,}005 = 3456$ cbm rechnen. Wenn reichlich Speisewasser vorhanden ist und man deshalb bei Herstellung der Dichtigkeit etwas sorgloser sein kann, wenn die Tore und Umläufe, z. B. an Stelle von dichtschließenden Schütztafeln, Drehschützen erhalten, sind die Verluste weit größer.

Zu den vorstehend besprochenen Wasserverlusten, welche von dem Verkehr auf dem Kanal unabhängig sind, tritt noch der Wasserverbrauch, d. h. die für die Schleusungen erforderliche Wassermenge. Wenn G = Grundfläche der Schleusenkammer in qm, und h = Schleusengefälle in m ist, so erfordert jede Schleusenfüllung eine Wassermenge von

$$M = Gh \text{ cbm}.$$

Als Grundfläche der Kammer ist die ganze Fläche zwischen Obertor unter Untertor anzusehen. Wie man die Wassermenge M einer Schleusenfüllung bei geböschten Kammerwänden oder sonstigen Unregelmäßigkeiten in der Form der Schleusenkammer genau berechnet, bedarf keiner Erläuterung.

Wenn das Schiff die Wassermasse m cbm verdrängt, so verbraucht ein abwärtsfahrendes Schiff $M - m$ cbm aus der oberen Haltung, ein aufwärtsfahrendes Schiff aber $M + m$ cbm. Wenn zwei Schleusenkammern nebeneinanderliegen und die eine zur Fahrt abwärts, die andere zur Fahrt aufwärt benutzt wird und in jeder Richtung täglich z Schiffe fahren, so ist der ganze Tagesverbrauch

$$z\,(M - m) + z\,(M + m) = 2\,z\,M \text{ cbm}.$$

Günstiger ist der Betrieb, wenn in jeder Kammer abwechselnd ein aufwärts- und ein abwärtsfahrendes Schiff geschleust wird. Jedes Schiff findet alsdann nach der Ausfahrt des vorangegangenen die Schleuse zur Einfahrt bereit, nämlich das aufwärtsfahrende leer und das abwärtsfahrende gefüllt, und mit jeder Schleusenfüllung kann in jeder Fahrtrichtung ein Schiff befördert werden. Die Beförderung der $2 \cdot z$ Schiffe erfordert also nur einen Wasserverbrauch von $z\,M$ cbm. Ist nur eine Schleusenkammer vorhanden, so wird man jedenfalls, solange in beiden Richtungen Schiffe zur Fahrt bereitliegen, die Fahrtrichtungen wechseln lassen. Man kann aber nicht darauf rechnen, daß immer ein aufwärtsfahrendes und ein abwärtsfahrendes Schiff bei der Schleuse zusammentreffen, und wird deshalb, um kein Schiff warten zu lassen, zum Teil auf den Wechsel der Fahrtrichtung verzichten müssen. Deshalb rechnet man wohl einen Tagesverbrauch von $1{,}5\,z\,M$ cbm, wenn in jeder Richtung z Schiffe zu erwarten sind.

Beispiel. Die Scheitelhaltung eines Kanals sei 60 km lang, das Schleusengefälle an jedem Ende = 4 m, der Kammerquerschnitt = 500 qm, die Anzahl der in jeder der beiden Richtungen durchzuschleusenden Schiffe $z = 20$ und der Verlust durch Verdunstung und Versickerung sei $= 1000 \frac{\text{cbm}}{\text{km}}$ in 24 Stunden anzunehmen. Der Wasserbedarf berechnet sich alsdann wie folgt:

	cbm
für Verdunstung und Versickerung 60 · 1000 = ...	60000
„ Undichtigkeit an den Enden rd.	3000
„ die Schleusenfüllungen an beiden Enden 2 · 20 · 1,5 · 500 · 4 =	120000
zusammen	183000

in 24 Stunden oder in der Sekunde

$$\frac{183000}{86400} = \text{rd. } 2{,}1 \text{ cbm}.$$

Wird eine Schleuse abwärts vorwiegend durch beladene Schiffe, die m' cbm Wasser verdrängen, und aufwärts durch leere Schiffe

mit einer Wasserverdrängung von nur m'' cbm befahren, so wird der Wasserverbrauch entsprechend geringer.

In jeder folgenden Haltung der Schleusentreppe steht dem Schleusungsverbrauch an dem unteren Ende ein Zufluß durch die Schleusungen an dem oberen Ende gegenüber, und der Bedarf beschränkt sich auf den Unterschied beider Größen. Hierbei ist zu beachten, daß das Schleusungsgefälle an den einzelnen Stufen einer Schleusentreppe oft recht verschiedene Werte annimmt und daß auch die Anzahl der Schleusungen am oberen und am unteren Ende einer Haltung ungleich sein können, namentlich dann, wenn an der Haltung Häfen und Umschlagplätze liegen. Die Verluste durch Verdunstung und Versickerung sind selbstverständlich in jeder Haltung zu berücksichtigen, und es ist an der Hand des vorstehenden Beispiels leicht zu ersehen, daß sie in langen Haltungen durchaus nicht zu vernachlässigen sind, sondern unter Umständen bedeutend größer als der Bedarf für die Schleusungen ausfallen können. In dem vorstehenden Beispiele würde der Schleusungsbedarf der Scheitelstrecke an Tagen mit weniger als 15 Schleusenfüllungen kleiner ausfallen als der Verlust durch Versickerung und Verdunstung.

Um den Wasserbedarf für die Schleusungen einzuschränken, kann man entweder den Schleusen ein kleines Gefälle geben oder seitlich von den Schleusen Sparbecken einrichten. Zerlegt man ein zu überwindendes Gefälle H in n Stufen, so ermäßigt sich die Wassermenge einer Schleusenfüllung von GH auf $G\frac{H}{n}$ cbm, und wenn die einzelnen Schleusenkammern unmittelbar aneinander gereiht werden, so erhält man eine $n$stufige Kuppelschleuse. Eine solche Anlage hat indessen manche Nachteile, sobald eine einzelne Schleusenreihe in beiden Richtungen benutzt werden soll. Es können zwar die in der nämlichen Richtung fahrenden Schiffe unmittelbar aufeinander folgen, so daß gleichzeitig in jeder zweiten Kammer ein Schiff geschleust wird. Ein Richtungswechsel ist dagegen sehr zeitraubend, indem erst alle Stufen der Kuppelschleuse in der einen Richtung durchfahren sein müssen, bevor ein aus der entgegengesetzten Richtung kommendes Schiff einfahren kann. Ferner müssen bei dem Richtungswechsel für das erste aufwärtsfahrende Schiff sämtliche Schleusenkammern gefüllt werden, was einen ebenso großen Wasserverbrauch erfordert, als wenn das ganze Gefälle H in einer Stufe vereinigt wäre. Dieser Nachteile wegen ist es vorteilhaft, den Betrieb der Kuppelschleusen bei starkem Verkehr derartig zu handhaben, daß während längerer Zeit, etwa einen halben oder einen ganzen Tag hindurch, nur bergauf und in

der folgenden Zeit nur bergab geschleust wird. Dabei kann eine erheblich größere Anzahl von Schiffen abgefertigt werden, und es wird weniger Wasser verbraucht, als wenn man häufigen Richtungswechsel eintreten ließe. Um den Richtungswechsel nebst dem damit zusammenhängenden Warten vor der Schleuse ganz zu vermeiden, kann man eine zweite Reihe von Schleusenkammern neben die erste setzen und jede Reihe für eine Fahrtrichtung benutzen. Dadurch entsteht die von Tolkmitt in Vorschlag gebrachte Zwillingskuppelschleuse.[1])

Die Wasserersparnis durch Einrichtung von Sparbecken beruht darauf, daß neben der Schleusenkammer in verschiedenen Höhen Becken angelegt werden, in welchen das Wasser bei der Entleerung der Schleusenkammer schichtweise aufgespeichert und aus welchen es bei der nächsten Kammerfüllung ebenso schichtweise wieder in die Kammer zurückfließt. Nimmt man m Sparbecken von der Grundfläche der Schleusenkammer an und teilt das Schleusengefälle in $m+2$ gleiche Teile, so läßt sich durch jedes Sparbecken eine Wasserschicht von der Höhe $\frac{h}{m+2}$ ersparen, und der Bedarf für eine Schleusenfüllung beträgt daher nur

$$M = Gh\left(1 - \frac{m}{m+2}\right) = Gh\,\frac{2}{m+2},$$

mithin ist die bei der Verwendung eines Sparbeckens erzielte Ersparnis $= \frac{1}{3}$, während mit zwei Sparbecken die Hälfte des Schleusenverbrauchs erspart werden kann. Bei der Zwillingskuppelschleuse läßt sich in ähnlicher Weise wie durch Sparbecken eine gegenseitige Ausspiegelung der beiden nebeneinanderliegenden Kammern jeder Stufe ermöglichen, eine eingehende Betrachtung zeigt aber, daß dabei der Betrieb sehr umständlich gestaltet werden würde und daß eine Wasserersparnis von Bedeutung nur dann eintreten kann, wenn die Schiffe in beiden Richtungen ganz gleichmäßig an der Schleusenstelle eintreffen.

Während in früheren Zeiten aus baulichen Rücksichten nur geringe Schleusengefälle (2 bis 3 m) angewendet wurden, bei denen eine Verringerung des Wasserverbrauchs durch Anlage von Sparbecken nicht in Betracht kam, werden neuerdings Schleusen mit Gefällen von 6 bis 8 m und selbst 10 m (Kanal von St. Denis bei Paris) ausgeführt. Diese erhalten zweckmäßigerweise 1, 2 oder 3 Sparbecken. Für den Bau des Moldau-Donau-Kanals waren Schleusen von 5 m, 7,5 m und 10 m Gefälle je nach der Neigung des Geländes

[1]) Zeitschrift für Binnenschiffahrt 1896.

geplant, und zwar sollte die zweite Sorte ein Sparbecken erhalten und die dritte Sorte zwei Sparbecken, damit an allen Schleusen die gleiche Wassermenge verbraucht werde. Wasserersparnis kann ebenfalls erzielt werden durch Verwendung von Trogschleusen, bei denen das Schiff in einem Troge schwimmend mit diesem entweder senkrecht oder auf geneigter Ebene von einer Haltung zur anderen befördert wird. Die Beschreibung derartiger Einrichtungen sowie der Entwürfe für die theoretisch mögliche Schleuse ohne Wasserverbrauch müssen in den während der letzten 10 Jahre in größer Zahl erschienenen besonderen Veröffentlichungen studiert werden.

Sehr zu berücksichtigen ist der Wasserverbrauch zum erstmaligen Anfüllen eines neuen Kanals, welcher in der Regel bedeutend größer als der Kanalinhalt ist, oder zur Anfüllung einzelner Strecken nach vorangegangener Trockenlegung.

Nachdem der Wasserbedarf eines geplanten Kanals festgestellt ist, bleibt die Frage der Wasserbeschaffung zu lösen. Die Versorgung durch Brunnen, Sammelkanäle und dergl. würde gegenüber den großen Wassermengen, um die es sich bei Schiffahrtskanälen stets handelt, ganz unzulänglich sein. Auch die Grundwasserspeisung einer völlig in einen Grundwasserträger eingeschnittenen Scheitelhaltung vermöchte nur unter ganz besonderen Umständen den Wasserbedarf zu decken. Das Wasser muß folglich aus Bächen und Flüssen entnommen werden, und das Niederschlagsgebiet dieser Zubringer darf nicht zu klein sein.

Beispiel. Der Wasserbedarf der Scheitelstrecke eines Kanals sei ermittelt zu 1,80 cbm in der Sekunde, und nach der Beschaffenheit des Versorgungsgebietes sei auf eine kleinste Abflußmenge von 1,2 sl für 1 qkm zu rechnen. Alsdann müssen die zur Speisung benutzbaren Wasserläufe an den Entnahmestellen des Wassers ein Niederschlagsgebiet von zusammen mindestens

$$\frac{1{,}80 \cdot 1000}{1{,}2} = 1500 \text{ qkm}$$

entwässern.

Wenn bei einem übrigens ausreichenden Zuflußgebiet die vorhandene Niedrigwassermenge nicht ausreicht, bleibt noch die Auskunft übrig, Sammelteiche anzulegen und in diesen die reichlicheren Abflußmengen für die wasserarme Zeit aufzuspeichern.

Die Speisung durch künstliche Sammelbecken findet sich insbesondere bei französischen Kanälen, beispielsweise sind für den Kanal von Burgund sechs Behälter mit zusammen 28 Millionen Kubikmeter Inhalt angelegt worden. In Deutschland ist es in einigen Fällen gelungen, einen recht bedeutenden Wasservorrat dadurch zu schaffen, daß der Abflußgraben eines natürlichen Sees vertieft und der Abfluß durch eine Speisearche geregelt wurde.